



Ministère De l'Enseignement Supérieur et De la Recherche Scientifique

UNIVERSITE ABBES LAGHROUR – KHENCHELA-
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'étude

Présenté pour l'obtention du diplôme de

MASTER (LMD)

Filière : Génie Civil

Option : Structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation
R+7 en béton armé avec un
contreventement mixte**

Réalisé par :

M^{elle} **SALHI Randa**

M^{elle} **DINAR Sara**

M^{me} **HAFTARI Feirouz**

Dirigé par :

M^r **KHALFAOUI Mustapha**

Kamel

Jury de soutenance :

Président : M^r **REFRAFI Salah** (MAA)

Examineur : M^r **MENASRIA** (MCB)

Abderrahmane

Examineur : M^r **REBAI bilfel** (MAA)

Promotion : Juillet 2019

Remerciement

Je dois avant tout remercier "Allah" le tout puissant de m'avoir met à ma disposition tous les conditions pour accomplir ce travail.

J'exprime mon sincère remerciement à mon encadreur et mon prof, M^R Khelfaoui et M^R Menasria pour leur aide dans l'aboutissement de ce travail.

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepter de m'honorer par leur présence pour juger et évaluer mon travail.

Je remercie enfin toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, permis la réalisation de ce travail, spécialement mes parents qui ont sacrifiés pour moi.

dedicace



** je dédie ce modeste travail premièrement **

** au deux personnes les plus chers à mon cœur **

** ma chère mère l'exemple de l'amour, de la caresse **

** qui m'a toujours pousse et encourage a étudier et travailler **

** Papa ♥ Mon roi **

** Le Symbole de courage et de patience, **

** A la mémoire de mes chers grands-parents paternels **

** A mes chers grands-parents maternels ♥ **

** A mes chères sœurs « wissal et jihen » et mon cher frère « taha » **

** A toute la famille « Salhi » & « Falek » **

** A mon proff Dr Abderrahmane Menasria **

** A tous mes amis d'étude et amis les plus proches **



Randa Salhi ♥

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

La personne la plus chère dans le monde, la lumière de ma vie, la source de tendresse, celle qui a sacrifiée et souffert les plus belles années de sa vie pour me voir un jour réussir :

♥♥ *Ma chère mère* ♥♥

A mon cher père MOUHAMED le plus noble qui par son courage a consacré tous ses effort, et ses moyens pour m'aider à accomplir ce mémoire, et pour me faire réussir.

A mes chers frères HAMZA ,ACHRAF et AYOUB

A mes chers oncles et tantes, cousins et cousines.

A toutes la famille DINAR .

A Mon proff Dr Abderrahmane Menasria

A mes binômes SALHI RANDA, HAFTARI FEIROUZ.

A tous mes respectueux collègues de la promotion Structure 2019 et tous ceux que j'aime.

A mes chers amis : ZEINEB DRIDI, IBTISSEM ATHMANI, ZEINEB DINAR, SELMA DEKHOUC, REDAH HENIA ,LEILA LAAJAL, BIBI WASSILA.....

SARA DINAR

Dédicaces

Je dédie ce travail :

-A ma très chère mère, la miséricorde de Dieu sur eux.

-A mes frères et mes sœurs

A mon marier Mourad Saadi ET MES ENFANS YOUSSEF

,MOUHAMMED ISLAM,KOUSEI

-A tous les HAFTARI

-A tous mes amis. HABIBA KABOUCH,HADJER MAAROUK

A tous mes respectueux collègues de la direction

d'équipement public

-A mes binômes DINAR SARA SALHI RANDA.

FEIROUZ HAFTARI

Notations et symboles

1. Majuscules Romaines

A (ou A_s ou A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	: Aire d'une section de béton
E_s	: Module de Young de l'acier
E_{ij}	: Module de Young instantané a l'âge de j jours
E_{vj}	: Module de Young diffère a l'âge de j jours
F	: Force ou action en général
I_1	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service
N_u	: Effort normal de calcul ultime
P	: Action permanente
Q	: Action d'exploitation
S_n	: Résultante des charges de neige
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime
W	: Résultante des actions du vent

2. Minuscules Romaines

a	: Largeur d'un poteau
a_0 (et b_0)	: Dimension d'une fondation
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre
d (et d_0)	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
e	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{ij}	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
g	: Charge permanente unitaire
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre
h_1	: Hauteur du hourdis d'une poutre
i	: Rayon de giration d'une section
j	: Nombre de jours de maturité du béton
l	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

l_s	: Longueur de scellement droite
l_f	: Longueur de flambement
n	: Coefficient d'équivalence acier-béton
q	: Charge permanente unitaire
s_t	: Espacement des armatures transversales
u	: Périmètre
x	: Abscisse
y	: Ordonnée
y_1	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS
y_u	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU
z (ou z_b)	: Bras de levier du couple de flexion

3. Minuscules Grecs

A	Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient sans dimension en général (très utilise!) (<i>alpha</i>)
α_u	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU
γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>)
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton
ϵ_{bcmax}	: Déformations maximale du béton comprimé (<i>epsilon</i>)
ϵ_{st}	: Déformations des armatures tendues
ϵ_{sc}	: Déformations des armatures comprimées
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>)
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>)
μ_{ser}	: Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>)
μ_u	: Moment ultime réduit à l'ELU
ν	: Coefficient de poisson (<i>nu</i>)
ρ	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>)
σ	: Contrainte normale (<i>sigma</i>)
σ_{bcmax}	: Contrainte maximale du béton comprimé
σ_{st}	: Contrainte dans les aciers tendus
σ_{sc}	: Contrainte dans les aciers comprimés
τ	: Contrainte tangente (<i>tau</i>)
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle
τ_s	: Contrainte d'adhérence
τ_{se}	: Contrainte d'adhérence d'entraînement
φ	: Coefficient de fluage (<i>phi</i>)
Φ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale
Φ_t	: Diamètre d'une armature transversale
ψ_s	: Coefficient de scellement relatif à une armature (<i>psi</i>)

4. Unités

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (USI) et leurs multiples :

$m, (cm, mm)$: Longueur, dimension, portée

cm^2 : Section d'acier

m^2 : Section

$kN, (N, MN)$: Charge ponctuelle

$kNm^{-1}, (Nm^{-1}, MNm^{-1})$: Charge linéique

$kNm^{-2}, (Nm^{-2}, MNm^{-2})$: Charge surfacique

$kNm^{-3}, (Nm^{-3}, MNm^{-3})$: Charge volumique

$kN m, (N m, MN m)$: Moment

$MPa, (Pa, kPa)$: Contrainte

Une conversion bien utile : $1MPa = 1MNm^{-2} = 1Nmm^{-2} = 10^6 Pa$.

On rencontre encore parfois le *bar* comme unité de contrainte :

1 bar = 1 kg.cm⁻² et 10 bar ≈ 1MPa.

Sommaire :

Introduction générale

Chapitre I : Présentation & Caractéristiques des Matériaux

I.1. Présentation de l'ouvrage	3
I.2. Conception de la structure	3
I.3. Présentation structural	3
I.4. Règle de calcul	4
I.5. Caractéristiques des matériaux.....	4
I.6. hypothèse de calcul aux états limites	9
I.7. actions et sollicitations	10

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

II.1. Pré dimensionnement	12
II.1.1. Les poutres	12
II.1.2. Les Planchers	16
II.1.3. Les Poteaux.....	18
II.1.4. Les Voiles	18
II.1.5. Les escaliers	18
II.1.6. L'acrotère	20
II.1.7. Porte à faux (Dalle pleine)	21
II.2. Evaluation de charge	21
II.3. descente de charge	26
II.4. Conclusion	37

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Etude de l'acrotère	39
III.2. Etude de la dalle pleine.....	43
III.3. Calcul de l'escalier	48
III.4. Etude de la poutre palière	54
III.5. Calcul des planchers	59
III.6. Etude de l'ascenseur	75

Chapitre IV : Etude sismique

IV.I. Introduction	82
IV.2. méthode statique équivalente	82
IV.3.Méthode d'analyse spectrale modale	84
IV.4. modélisation de la structure	85
IV.5. Résultats de calcul	91

IV.6. Distribution vertical de la force sismique	94
IV.7. Vérification des méthodes	95
IV.8. Calcul des déplacements.	96
IV.9. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P. Δ	96
IV.10. Vérification au renversement	97
IV.11. Conclusion	98

Chapitre V : Calcul des éléments principaux

V.1. Introduction.....	100
V.2. Ferraillage des portiques	100
V.2.1. Ferraillage des poutres	100
V.2.2. Ferraillage des poteaux	109
V.2.3. Ferraillage des voiles.....	119

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	126
VI.2. Choix de fondation	126
VI.3. Calcul des semelles	127
VI.3.1. Semelle isolée	127
VI.3.2. Calcul de la semelle filante sous voile	137
VI.4. Les Longrines	139

Liste des Figures

Figure I.1. <i>Diagrammes déformations –contraintes de béton</i>	07
Figure I.2. : <i>Diagramme contrainte déformation.</i>	09
Figure I.3. : <i>Diagrammes des déformations limitent de la section</i>	10
Figure II.1. <i>Section poutre principale 1</i>	14
Figure II.2. <i>Section poutre principale 2</i>	15
Figure II.3. <i>Section poutre secondair</i>	15
Figure II.4. <i>Section poutre secondaire 2</i>	15
Figure. II.5. : <i>caractéristiques géométriques de la nervure</i>	17
Figure II.6. <i>Schéma d'une coupe d'escalier</i>	21
Figure II.7. <i>Coupe transversal de l'acrotère</i>	22
Figure II.8.: <i>Etage courant</i>	24
Figure II.9. <i>Schéma de balcon</i>	25
Figure II.10. <i>Schéma explicatif de loi de dégression</i>	29
Figure II.11. <i>Surface du plancher</i>	29
Figure II.12. <i>Surface du plancher2</i>	33
Figure II.13. <i>Surface du plancher terrasse inaccessible</i>	33
Figure. III. 1.: <i>L'acrotère</i>	39
Figure. III. 2. <i>Section de calcul de l'acrotère</i>	40
Figure III.3. <i>Ferraillage de l'acrotère</i>	43
Figure III.4. <i>Ferraillage de la dalle pleine</i>	48
Figure III.5. <i>Schéma statique des escaliers</i>	49
Figure III.6. <i>Schéma de ferraillage des escaliers</i>	53
Figure III.7. <i>Schéma de ferraillage de la poutre palière</i>	59
Figure III.8. <i>Diagramme des efforts tranchants</i>	63
Figure III.9. <i>Géométrie des nervures</i>	69
Figure III.10. <i>Ferraillages des poutrelles</i>	73
Figure III.11. <i>Disposition constructive des armatures de la dalle de compression</i>	75
Figure III.12. <i>Dalle de la cage d'ascenseur</i>	76
Figure III.13. <i>Schémas représentant la surface d'impacte</i>	79
Figure III.14. <i>Coupe A-A detail de ferraillage et le Schéma de ferraillage de la dalle de l'ascenseur</i>	81
Figure IV.1. <i>Spectre de repense</i>	85

Figure IV.2. <i>Position des voiles</i>	86
Figure IV.3. <i>Mode 1 3D</i>	90
Figure IV.4. <i>Mode 1 XY</i>	91
Figure IV.5. <i>Mode 2 XY</i>	91
Figure IV.6. <i>Mode 2 3D</i>	92
Figure IV.7. <i>Mode 3 XY</i>	92
Figure IV.8. <i>Mode 3 3D</i>	93
Figure V.1. <i>Schéma de Ferrailage des poutres principal (50x30) et(40x30) cm²</i>	09
Figure V.2. <i>Schéma de Ferrailage des poutres secondaire (50x30) et (40x30) cm²</i>	10
Figure V.3. <i>Sollicitations sur les poteaux</i>	13
Figure V.4. <i>Schéma de ferrailage</i>	21
Figure V.5. <i>Schéma de ferrailage du voile</i>	27
Figure VI.1. <i>Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.</i>	129
Figure VI.2. <i>Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y</i>	129
Figure VI.3. <i>Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x</i>	130
Figure VI.4. <i>Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y</i>	131
FigureVI.5. <i>Ferrailage de la semelle de rive dans le sens x-x</i>	134
Figure VI.6. <i>Ferrailage de la semelle de rive dans le sens y-y</i>	135
Figure VI.7. <i>Ferrailage de la semelle circulaire</i>	137
FigureVI.8. <i>Ferrailage de semelle filante</i>	139
Figure VI.9. <i>Ferrailage des longrines</i>	140

Liste des Tableaux

Tableau I.1.: Les caractéristiques géométriques de la structure.....	04
Tableau I.2. Les compositions moyennes du béton.....	06
Tableau I.3 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e	08
Tableau II. 1 : Sections des poteaux	19
Tableau II.2.: Charge à la terrasse inaccessible due aux plancher corps creux	24
Tableau II.3. Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant	25
Tableau II.4. Charge permanente et d'exploitation d'un balcon.....	25
Tableau II.5. Charge permanente et d'exploitation d'un Paillasse	26
Tableau II.6. Charge permanente et d'exploitation d'un palier de repos.....	27
Tableau II.7. Charge permanente et d'exploitation de mur extérieur	27
Tableau II.8. Charge permanente et d'exploitation de mur intérieur.....	27
Tableau II.9. Charge permanente et d'exploitation d'une dalle pleine	28
Tableau II.10. Charges permanentes et d'exploitations pour chaque niveau.....	30
Tableau II.11. Loi de dégression.....	31
Tableau II.12. Charges permanentes et d'exploitation totales.....	32
Tableau. II. 13. Charges permanentes et d'exploitations pour chaque niveau.....	35
Tableau. II. 14. Loi de dégression	35
Tableau II.15. Charges permanentes et d'exploitation totales.....	36
Tableau II. 26 : Vérification de la section de poteau (BAEL 91).....	37
Tableau II.17. Tableau récapitulatif de pré dimensionnement des sections.....	37
Tableau III.1. Ferrailage de la dalle pleine.	45
Tableau III.2. Vérification à ELS.....	46
Tableau III.3. Chargements sur l'escalier.....	48
Tableau III.4. Moments des escaliers aux états limites.....	50
Tableau III.5. Evaluation de charge et surcharge des planchers.....	64
Tableau III.6. Combinaison de charge.....	64
Tableau III.7. Moment en travée de la poutrelle à 4 travées.....	67
Tableau III.8. Moment sur appuie et sur travée.....	68
Tableau III.9. Efforts maximaux sur appuis et en travées.....	68
Tableau III.10. Ferrailages des poutrelles.....	73
Tableau III.11. Les moments à l'état ultime et service.....	77
Tableau III.12. Vérification des contraintes.....	80

Tableau IV. 1 Valeurs des facteurs de qualités.....	82
Tableau IV.2. Les poids de chaque niveau	85
Tableau IV.3. Centre de torsion de chaque niveau.....	87
Tableau IV.4. Les centres de masse de chaque.....	88
Tableau IV.5. Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau.....	89
Tableau IV.6 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau.....	89
Tableau IV.7. Périodes et facteurs de participation modale.....	90
Tableau IV.8 : Les valeurs des efforts.....	94
Tableau IV.9 : Les déplacements relatifs pour chaque niveau dans les deux sens.....	95
Tableau IV.10: l'effet $P. \Delta$ dans le sens $x-x$	96
Tableau IV.11 : l'effet $P. \Delta$ dans le sens $y-y$	96
Tableau V.1 : Sollicitations des poutres.....	101
Tableau V.2. Ferrailage longitudinale des Poutres principale (50x30) cm^2	105
Tableau V.3. Sollicitations des Poutres (50x30) cm	106
Tableau V.4. Ferrailage longitudinale des Poutres Secondaire (50x30) cm^2	106
Tableau V.5. Sollicitations des Poutres principale (30x40) cm^2	106
Tableau V.6. Ferrailage longitudinale des Poutres principale (40x30) cm^2	107
Tableau V.7. Ferrailage longitudinale des Poutres secondaire (40x30) cm^2	107
Tableau V.8. Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.....	110
Tableau V.9. Sollicitations de poteaux (40x30) cm	113
Tableau V.10. Calcul et choix des sections d'armatures.....	119
Tableau V.11. Le rapport entre la longueur de flambement et la hauteur libre	121
Tableau VI.1. Sollicitations des semelles isolées intermédiaires	127
Tableau VI.2. Sollicitations des semelles isolées de rive.....	132
Tableau VI.3. Sollicitations des semelles circulaires.....	135
Tableau VI.4. Sollicitations des semelles filantes.....	137
Tableau VI.5. Ferrailage des longrines	140

Résumé

Le présent travail consiste à étudier une structure en béton armé à usage d'habitation composé d'un seul bloc (RDC+ 07 étages) avec un contreventement mixte (portiques et voiles), ce projet est implanté dans la wilaya de Bejaia.

L'étude de notre structure est assistée par l'utilisation des nouveaux Logiciels de modélisation (*Autodesk Robot Structural Professional 2014*), calcul et vérification (*SOCOTEC, Expert et Atlas*), qui influent d'une fiabilité dans la stabilité de l'ouvrage en cas d'un séisme, en assurant une adéquation entre l'économie et la sécurité.

Le déroulement des calculs de ce mémoire a été faite en deux manières, manuel et numérique en respectant les différents règlements et documents techniques du *DTR BC2.2, CBA 93, BAEL91mod 99* et des dispositions constructives du règlement parasismique algérien *RPA99*.

Mots clés :

Béton armé, contreventement, séisme, économie, sécurité, règlements.

ملخص

عمل المذكرة الحالية هو دراسة هيكل لاستغلاله كمسكن منجز بالخرسانة المسلحة مكون من عمارة واحدة (أرضي + 07 طوابق) مع نظام استقرار مختلط، ويقع هذا المشروع في ولاية بجاية.

إن دراسة هيكل البناية قد تمت عن طريق استخدام برامج جديدة في النمذجة (*Autodesk Robot*) على الموثوقية والدقة في استقرار الهيكل في حالة وقوع زلزال، وضمان التوازن بين الاقتصاد وسلامة البناية.

وقد تمت مختلف الحسابات في هذه المذكرة بطريقتين، يدوية والرقمية مع احترام القواعد الفنية المختلفة والوثائق (*DTR BC2.2, CBA 93, BAEL91 mod 99*) ونظام مضاد الزلازل الجزائري *RPA99* .

كلمات البحث:

الخرسانة المسلحة، نظام استقرار مختلط، زلزال، الاقتصاد، السلامة، قواعد.

Summary

The present work consists of studying a reinforced concrete structure for dwelling use consisting of one block (ground floor + 07 floors), this project is located in the state of bejaia .

The study of our structure is assisted by the use of new modelling software (*Autodesk Robot Structural Professional 2014*), calculation and verification (*SOCOTEC, Expert and Atlas*), which affect the reliability in the stability of the structure in case of an earthquake, ensuring a balance between economy and security.

The sequence of calculations in this memory was done in two ways, manual and digital respecting the different technical regulations and documents (*DTR BC2.2, CBA 93 BAEL91 mod 99*) and constructive settlement provisions of the Algerian earthquake *RPA99*.

Keywords:

Reinforced concrete, bracing, earthquake, economy, safety, regulations.

Introduction

Introduction générale :

Construire des bâtiments c'est concevoir puis réaliser des enveloppes abritant des activités humaines dans les meilleures conditions de confort et de sécurité possibles à moindre coût.

L'aspect conception connaît un essor important au cours des dernières années caractérisées par la prolifération d'outils numérique et informatique de plus en plus puissant.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le programme académique de génie civil, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme master en génie civil.

L'ouvrage étudié est un bâtiment à usage d'habitation R+7, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portique), cette ouvrage est constitué de un bloc, Et donc étude d'un seul bloc.

Afin de cerner notre étude, nous avons divisé le travail en plusieurs chapitres, Les premiers chapitres traitent de la conception, le pré dimensionnement ainsi que du calcul des éléments secondaires. Ensuite une étude sismique suivie par un chapitre de calcul des éléments porteurs puis une étude concernant l'infrastructure et en fin on termine par une conclusion générale.

Les différentes étapes de calcul ont été minutieusement décrites dans ce document, Ces calculs ont été menés conformément aux règles en vigueur en Algérie (BAEL91 et RPA99 version 2003, CBA93 et les différents DTR) et pour la modélisation du bâtiment on utilise un logiciel de calcul par élément fini (Robot Structural 2014).

Chapitre I :
Présentation & caractéristiques
des matériaux

CHAPITRE I : GENERALISTES ET DEFINITIONS

I.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude d'un bâtiment (**R+7**) à usage d'habitation, Qui sera implanté à **BEJAIA**, classée par le règlement parasismique algérien «**RPA 99 version 2003**» comme une zone de sismicité moyenne «**ZONE IIa** »

Le site est considérés comme un site ferme (**S2**)

- Notre bâtiment est de forme (**L**) en plan.

- **Caractéristique géométrique :**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :

-Longueur Totale (m)	26,75
- Largeur Totale (m)	26,75
- Hauteur Totale (m)	27.54
- Hauteur d'étage courant (m)	3,06
- Hauteur de R.D.C. (m)	3,06
-La surface totale (m ²)	421.30

Tableau I.1 : Les caractéristiques géométriques de la structure.

I.2 Conception de la structure :

La structure doit répondre aux critères suivants : stabilité, résistance et confort.

Le calcul à été fait de telle façon à assurer une bonne résistance aux sollicitations provoquées par :

- Les charges verticales (Charges Permanentes et Surcharges d'exploitations).
- Les charges horizontales (dues à l'action du Séisme et Vent).

I.3 Présentation structurale :

- les éléments qui constituent la superstructure portante sont des portiques, et des voiles selon les deux directions.
- Les planchers sont des parties horizontales de la Construction séparant les niveaux d'un bâtiment, on distingue :
 - 1) Plancher à corps creux est réalisés pour les raisons suivantes :
 - les portées des poutres ne sont pas importantes.
 - la facilité de réalisation.
 - diminue le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

- Raison économique.

2) Planchers dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

- les façades sont des murs en double parois (murs extérieurs en briques creuses $e = 15\text{cm}$ et murs intérieurs en briques creuses $e=10\text{cm}$) séparés par une l'âme d'air d'épaisseur $e = 5\text{cm}$ pour le but d'isolation phonique et thermique.
- La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur.
- l'acrotère est une murette en béton armé coulée sur place ayant pour rôle la protection de l'étanchéité et la sécurité humaine.
- Le revêtement du bâtiment est constitué par :
 - carrelage pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
 - enduit en plâtre de 2cm pour les murs intérieurs et plafonds.
 - Du mortier de ciment de 2cm pour crépissages des façades extérieurs.
 - L'étanchéité multi couche pour les planchers terrasses.

I.4 Règle de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

1. Règle parasismique algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
2. Charge permanentes et charge d'exploitations (DTR-BC.2.2).
3. Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).
4. Initiation au béton armé (règles BAEL83).

I.5 Caractéristiques des matériaux:

I.5.1 Introduction:

Les bétons et aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

I.5.2 Béton:

I.5.2.1 Composition moyenne du béton

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir, dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à **25 MPa**.

composantes	Graviers 5 / 25	Sable 0 / 5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	8 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	400	180

Tableau I.2 : Les compositions moyennes du béton.

I.5.2.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- Masse volumique : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2500 kg/m³ (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m³).
- Retrait hygrométrique : Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton est conservé dans une atmosphère séchée, il diminue de volume.
- Le fluage : lorsqu'une pièce en béton est soumise à une compression de longue durée, sa déformation augmente avec le temps ; l'intensité du fluage dépend de plusieurs facteurs:
 - Composition du béton
 - Géométrie de la pièce
 - Conditions atmosphériques
 - L'âge du béton lors de l'application de la charge.

I.5.2.3 La résistance caractéristique du béton :

➤ **En compression** « f_{cj} » :BAEL91 Article (A.2.1 ,11).

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{cj} = 25$ [MPa]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{À un âge } j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = \frac{j}{4,67 + 0,83 j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]} \\ \text{À un âge } j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]} \end{array} \right.$$

➤ **En traction** « f_{tj} » : BAEL91 Article (A.2.1 ,12).

La résistance caractéristique à la traction du béton à J jours notée f_{tj} est Conventionnellement définie par la relation:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,060 f_{cj} \quad \text{pour notre cas : } f_{t28} = 2,1 \text{ MP a.}$$

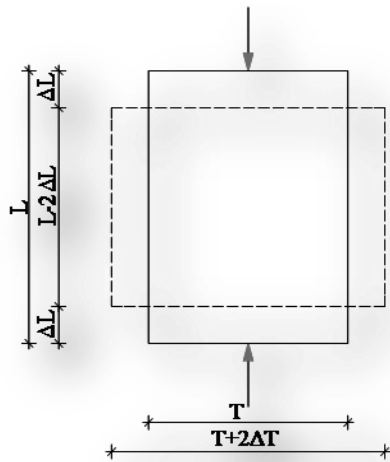
I.5.2.4 Coefficient de poisson : BAEL91 Article (A.2.1, 3).

$$\nu = \frac{\text{déformation transverse}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson est pris égal à:

$$\nu = 0,20 \quad \text{pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)}$$

$$\nu = 0 \quad \text{pour la justification aux E.L.U}$$



ΔL : raccourcissement longitudinal.

ΔT : Allongement transversal.

$$\nu = \frac{\Delta T}{\Delta L} \quad \text{Coefficient de poisson}$$

Béton non fissurée : $\nu = 0,20$

Béton fissuré : $\nu = 0,00$

I.5.2.5 La déformations longitudinale du béton :

I.5.2.5.1 Déformations instantanées E_{ij} : BAEL91 Article (A.2.1, 2).

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

Le module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij}) de béton est:

$$E_{vj} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20\text{MPa}$$

I.5.2.5.2 Déformations différées E_{vj} : BAEL91 Article (A.2.1 ,22).

Sous contraintes de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86\text{MPa}$$

I.5.2.6 Les contraintes limites : D'après, BAEL91 Article (A.4.3 ,4).

On distingue deux états limites :

I.5.2.6 .1 Etat limite Ultime :

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

-La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$

Notation :

$\theta = 1$ durée > 24h

$\theta = 0.9$ 1h < durée < 24h

$\theta = 0.85$ durée < 1h

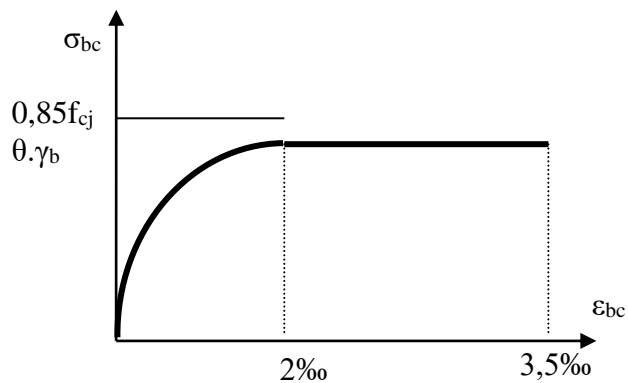


Figure I.1: Diagrammes déformations –contraintes de béton.

$\gamma_b = 1,5$ Combinaisons courantes

$\gamma_b = 1,15$ Combinaisons accidentelles.

Dans notre cas : $f_{bu}=14,2$ MPa.

I.5.2.6.2 Etat limite de service :

Les vérifications à effectuer portent généralement sur :

- ✚ Un état limite de compression du béton.
- ✚ Un état limite d'ouverture de fissure.

Les contraintes de compression du béton est limitée à $0,6f_{cj}$ dans notre cas $\sigma_{bc}=15$ MPa.

I.5.2.6.3 Contrainte Limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement a **ELU** est définie par :

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

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.} \\ \tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable \& fissuration très Préjudiciable.} \end{array} \right.$$

I.5.3 L'acier: BAEL91 Article (A.2.2).

L'acier est un alliage fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25% de carbone.
 - Aciers durs pour 0,25 à 0,40 % de carbone.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pour toutes les nuances :
 $E_s = 2,10^5$ MPaBAEL91 Article (A.2.2.1).

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont données par le tableau suivant :

TYPE	NUANCE	F_e (MPa)	EMPLOI
Ronds lisses	F_e E 22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	F_e E 24	235	
Barre HA Type 3	F_e TE 40	400	Emploi courant
	F_e TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	F_e TE	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6$ mm	520	

Tableau I.3 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

I.5.3.1 Diagramme contrainte déformation : BAEL91 Article (A.2.2.2).

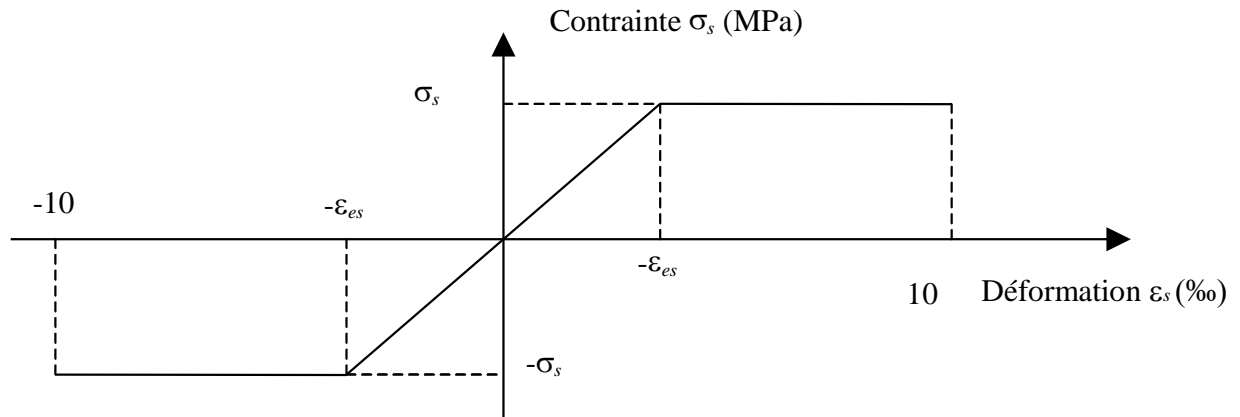


Figure I.2: Diagramme contrainte déformation.

I.5.3.2 Contraintes limite:

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1,15$ Combinaisons courantes.

$\gamma_s = 1$ Combinaisons accidentelles

$$\text{E.L.S : } \begin{cases} - \text{Cas de fissuration peut préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = f_c \\ - \text{Cas de fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c, \max (110 \sqrt{\eta f_{tj}}, 240 \text{Mpa}) \right\} \\ - \text{Cas de fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_c, \max (90 \sqrt{\eta f_{tj}}, 200 \text{Mpa}) \right\} \end{cases}$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour rondes lisses.

$\eta = 1,6$ Pour acier HA.

I.5.4 Règles des trois pivots :

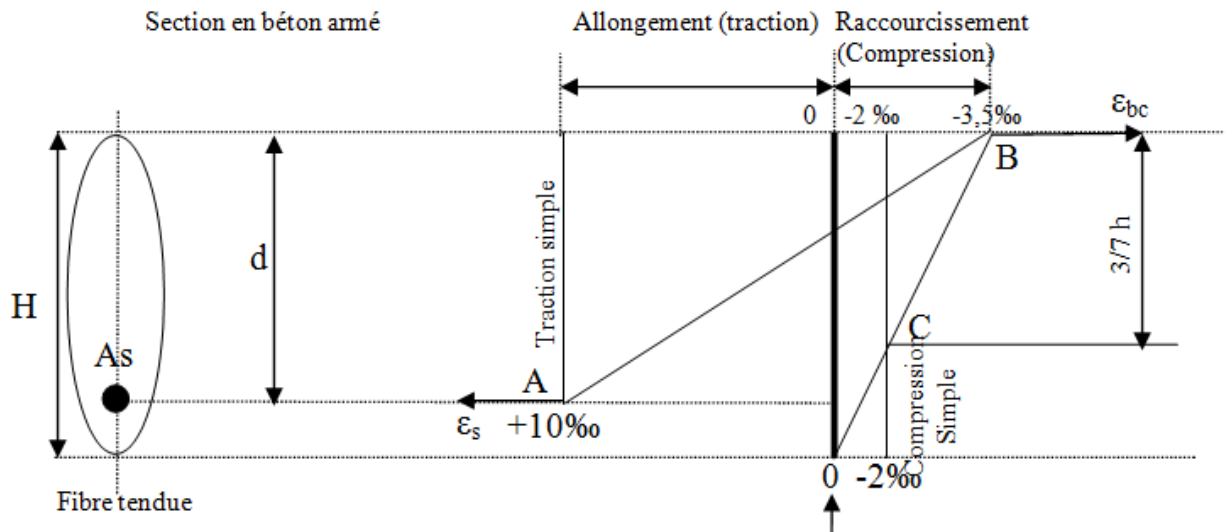


Figure I.3 : Diagrammes des déformations limitées de la section

- **Pivot A :** Traction simple ou compression, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B :** Flexion avec état ultime atteint dans le béton.
- **Pivot C :** Compression simple ou composée.

I.6 HYPOTHESES DE CALCUL :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

- **I.6.1.1 Etats limites ultimes (ELU) :** correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :
 - Equilibre statique.
 - Résistance de l'un des matériaux de la structure.
 - Stabilité de forme.
- **Hypothèses :**
 - les sections droites restent planes avant déformation restant planes et perpendiculaires à la ligne moyenne après déformation (hypothèse de Navier Bernoulli).
 - Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.
 - La résistance du béton à la traction est négligeable.
 - Raccourcissement ultime du béton : $\epsilon_{bu} = 3,5\%$ en flexion.
 $\epsilon_{bu} = 2\%$ en compression.
 - Allongement ultime de l'acier est limité à 10 %.
 - Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots : A, B ou C.
- **I.6.1.2 Etats limites de service (ELS) :** constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soit :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses:**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $\eta = 15$).

I.7 ACTIONS ET SOLLICITATIONS :

Les éléments constructifs d'un bâtiment doivent résister aux différentes actions et sollicitations pour assurer la bonne stabilité de ces derniers.

I.7.1 Les Actions :

Les actions sont des forces appliquées directement à la construction, elles peuvent être :

I.7.1.1 Action verticales : elles peuvent être permanentes, constantes ou très peu variables dans le temps elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Les poids propres des cloisons du revêtement ...etc.
- Les déformations permanentes imposées à la construction telle que les tassements différentiels.

Cette action peut aussi être des surcharges d'exploitation.

I.7.1.2 Action horizontales : Généralement elles sont accidentelles ; dues aux efforts qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application comme l'action sismique.

I.7.2 Les Sollicitations : ce sont les efforts normaux et les efforts tranchants ainsi que les moments de flexion et de torsion développée dans une section par combinaison d'action donnée on notera :

G_{max} : l'ensemble des actions défavorables.

G_{min} : l'ensemble des actions favorables.

Q_1 : une action variable de base.

I.7.2.1 Sollicitations de calcul vis-à-vis de l'ELU :

$$1,35 G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} + \Sigma 1,3\psi_{0i}Q_i$$

$$\gamma_{Q1} = 1,5 \text{ dans le cas général}$$

$$\gamma_{Q1} = 1,35 \text{ pour la température des bâtiments agricole attentif.}$$

I.7.2.2 Combinaison accidentelle :

$$G_{max} + G_{min} + \Sigma \psi_{2i}Q_i$$

Chapitre II :
Pré dimensionnement Et descente
de charge

CHAPITRE II. PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1. Le pré dimensionnement :

Introduction :

Dans n'importe quel projet, Le pré dimensionnement est considérée comme un avant-projet qui doit être bien vérifié pour la stabilité et qui consiste à faire le directionnellement des différents éléments de structure afin de rester aux sollicitations horizontales dues aux séismes et aux sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux sur charges (exploitation).

Pré dimensionnement des éléments porteurs :

II.1.1. Les Poutres :

- **Poutres principales :**

Pp1 :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles se transmettent les charges aux poteaux.

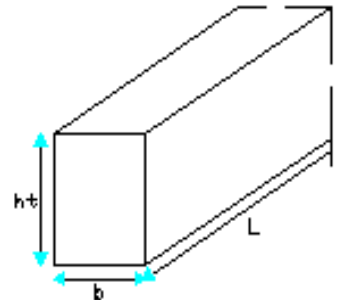
Le pré dimensionnement de la section transversale est donné comme suit :

- **Condition de portée "BAEL91" :**

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

- L_{\max} : la plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis.
- h_t : la hauteur de la poutre.
- b : la largeur de la poutre.
- L_{\max} : 6m (entre nus d'appuis).



$$\frac{600}{15} \leq h_t \leq \frac{600}{10} \Leftrightarrow 40\text{cm} \leq h_t \leq 60\text{cm}$$

On prend : $h_t = 50\text{cm}$

$$0.4 * 50 \leq b \leq 0.7 * 50 \Leftrightarrow 20\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$$

On prend : $b = 30\text{cm}$

- **Condition du RPA 2003 :**

Les poutres doivent respecter les dimensions suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h_t \geq 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h_t = 50\text{cm} > 30\text{cm} \Rightarrow (C.V) \\ \frac{h_t}{b} = \frac{50}{30} = 1.66 < 4 \end{array} \right.$$

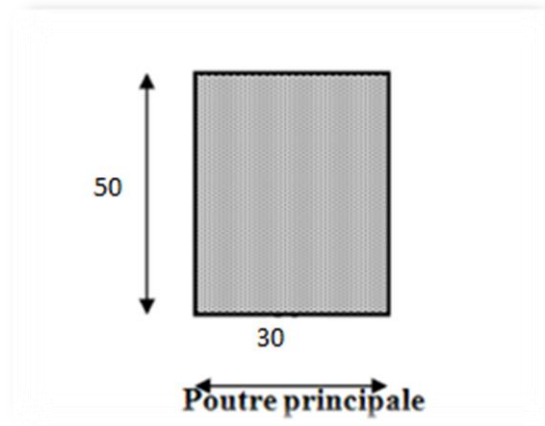


Figure II.1 Section poutre principale 1

Les conditions de BAEL et le RPA ont vérifiées ; donc on adopte une section de (30×50) cm² pour les poutres principales 1

Pp2

$$\frac{5.06}{15} \leq h_t \leq \frac{5.06}{10} \Leftrightarrow 33.73 \text{ cm} \leq h_t \leq 50.6 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 40 \text{ cm}$

$$0.4 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40 \Leftrightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

- **Condition du RPA 2003 :**

Les poutres doivent respecter les dimensions suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow (C.V) \\ \frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et le RPA ont vérifiées ; donc on adopte une section de (30×40) cm² pour les poutres principales 2

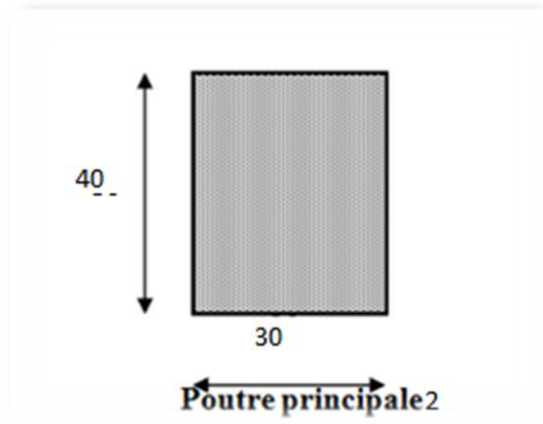


Figure II.2 Section poutre principale 2

- **Poutres secondaires :**
- **Condition de portée "BAEL91" :**

Ps1

$$L_{\max} = 5.85 \text{ m}$$

L_{\max} : les plus grands portés

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Leftrightarrow \frac{585}{15} \leq ht \leq \frac{585}{10}$$

On prend : $h = 50 \text{ cm}$

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht \Leftrightarrow 20\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$$

On prend : $b = 30\text{cm}$

- **Condition du RPA 2003 :**

Les poutres doivent respecter les dimensions suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h_t \geq 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h_t = 50\text{cm} > 30\text{cm} \Rightarrow (C.V) \\ \frac{h_t}{b} = \frac{50}{30} = 1.66 < 4 \end{array} \right.$$

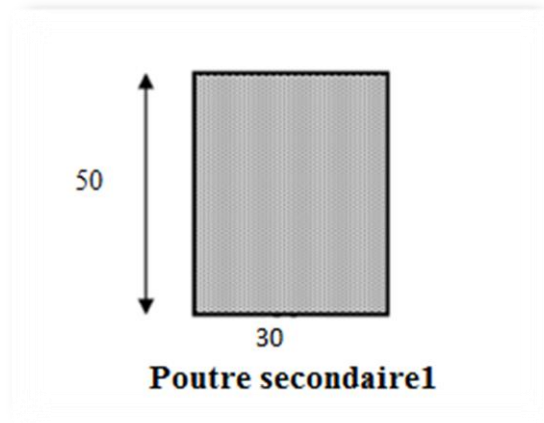


Figure II.3 Section poutre secondaire 1

$$\frac{5.05}{15} \leq h_t \leq \frac{5.05}{10} \Leftrightarrow 33.66\text{cm} \leq h_t \leq 50.5\text{cm}$$

On prend : $h_t = 40\text{cm}$

$$0.4 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40 \Leftrightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend : $b = 30\text{cm}$

- **Condition du RPA 2003 :**

Les poutres doivent respecter les dimensions suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h_t \geq 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h_t = 40\text{cm} > 30\text{cm} \Rightarrow (C.V) \\ \frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et le RPA ont vérifiées ; donc on adopte une section de **(30×40) cm²** pour les poutres secondaires 2

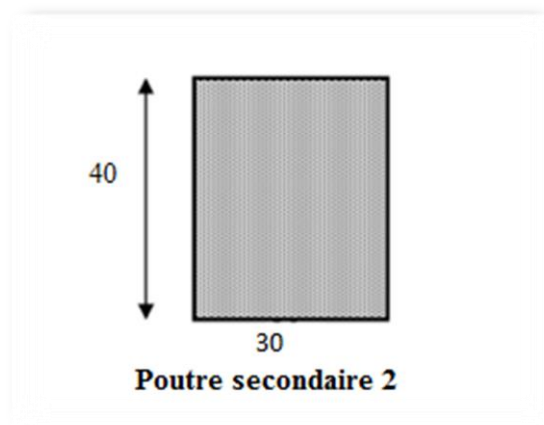


Figure II.4 Section poutre secondaire 2

- **La poutre palière**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}, L = 410\text{cm}$$

$$\frac{410}{15} < h < \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33 < h < 41\text{cm}. \text{ On adopte: } h = 40\text{cm}$$

$$b \geq \left\{ \frac{h}{3}, \frac{2h}{3} \right\} = \left\{ \frac{30}{3}, \frac{60}{3} \right\} = (10, 20)\text{cm} \text{ On adopte : } b = 30\text{cm}$$

La poutre palière à la section $(b \cdot h) = (30 \cdot 40) \text{ cm}^2$

- **Les longrines** : site de catégorie S2, Donc d'après l RPA99 mod 2003, on prend la section des longrines $(30 \cdot 30) \text{ cm}^2$.

II.1.2. Planchers :

a) Plancher à corps creux :

Condition de flèche :

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est ou moins égal à $1/22.5$.

L : est la plus grande portée parallèle au poutrelle ($L = 505\text{cm}$).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 22.44\text{cm}$$

On prend : $h_t = 24\text{cm} (20 + 4)$

4cm : Dalle a compression

20cm : Pour le Corp creux

Les caractéristiques géométriques des nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

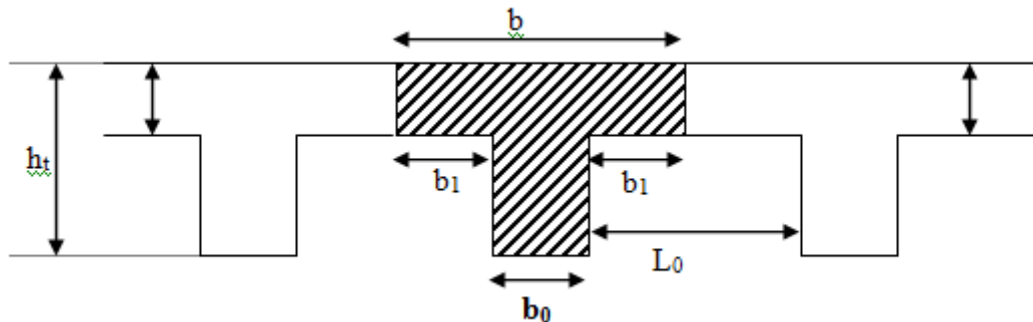


Figure II.5 : caractéristiques géométriques de la nervure.

$$b_0 \geq [0.2ht, 0.5ht] \text{ avec } h_t=24\text{cm}$$

$$b_0 \geq [4.8, 12] \rightarrow b_0 = 12\text{cm}$$

$$L_0 = 65 - b_0 = 65 - 12 = 53\text{cm}$$

La largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_0}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{505}{10} = 50.5 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

L_0 : la distance entre nus de deux nervures ;

L : la longueur de la nervure.

Donc : $b_1=26.5\text{cm}$

Le corps creux commercialisé à une hauteur de 20cm et une longueur de 53cm .

On prend : $B = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm}$

b) dalle pleine :

L'estimation de l'épaisseur de la dalle est gouvernée par plusieurs critères, qui se distinguent entre : résistance au feu, isolation thermique et phonique, résistance à la flexion, condition de flèche...etc. tous ces critères sont détaillées dans ce qui suit :

a/résistance au feu

Selon de niveau de sécurité à l'incendie rechercher l'épaisseur de la dalle se bascule entre :

- $e=7\text{cm}$ pour une heure de coup feu ;
- $e=11\text{cm}$ pour deux heure de coup feu ;
- $e=17.5\text{cm}$ pour quatre heure de coup feu.

On prend : $e=11\text{cm}$.

b/Isolation thermique :

Pour une bonne isolation phonique vis-à-vis les bruits aériens et les sons, selon la loi de masse, le plancher doit y avoir une masse entre 350kg/m^2 à 450kg/m^2 , et puisque notre dalle est en béton armé on peut limiter l'épaisseur :

$$e = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

c/Résistance à la flexion :

Pour les dalles portantes dans un seul sens : $\alpha \leq 0,4$

$$\alpha = L_x/L_y = 146/429 = 0.34 < 0.4$$

$$h_0 \geq L_x/20 \text{ (pour un panneau isolé)}$$

Avec L est la petite portée de la dalle entre nus d'appuis :

$$h_0 \geq 140/20 \Rightarrow h_0 \geq 7.3 \text{ cm};$$

$$e = \max(7.3 ; 14 ; 11) ;$$

On trouve : $e = 15 \text{ cm}$.

II.1.3. Les poteaux :**a) poteaux rectangulaire :**

En considérant que les éléments agissants sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée N perpendiculaire à la surface S et passant par le centre de gravité.

Dans premier temps on prend la section des poteaux comme des raisons d'architecture :

, **(40x40) cm²** , **(30x40) cm²** pour les sections rectangulaires

Selon les prescriptions du **RPA99** les dimensionnements des poteaux doivent vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b,h) > 25 \text{ cm} \\ \min(b,h) > \frac{he}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30, 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots cv \\ 30, 40 \text{ cm} > 15.3 \text{ cm} \dots\dots cv \\ 0.25 \leq 1, 0.75 \leq 4 \dots\dots\dots cv \end{array} \right.$$

On prend : **(30x40) cm²** , **(40x40) cm**

b) poteaux circulaire :

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous : D'après l'RPA99

Zone IIa

$$D \geq 30 \text{ cm}$$

On prend : **$D=45 \text{ cm}$**

II.1.4. Les voiles :

Apartir de la hauteur d'étage $h_e = 3.06 \text{ m}$ et de conditions de rigidité aux extrémités suivantes:

$$e \geq \frac{he}{20} \quad \Rightarrow e \geq 15.3 \text{ cm}$$

$$e \geq \max(15, 15.3) \quad \Rightarrow e \geq 15.3 \text{ cm}$$

* **voile (Superstructure) :** On prend : **$e = 15 \text{ cm}$** .

II.1.5. Les Escaliers :**II.1.5.1. Définition :**

Un escalier dans une construction est une suite régulière des plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre

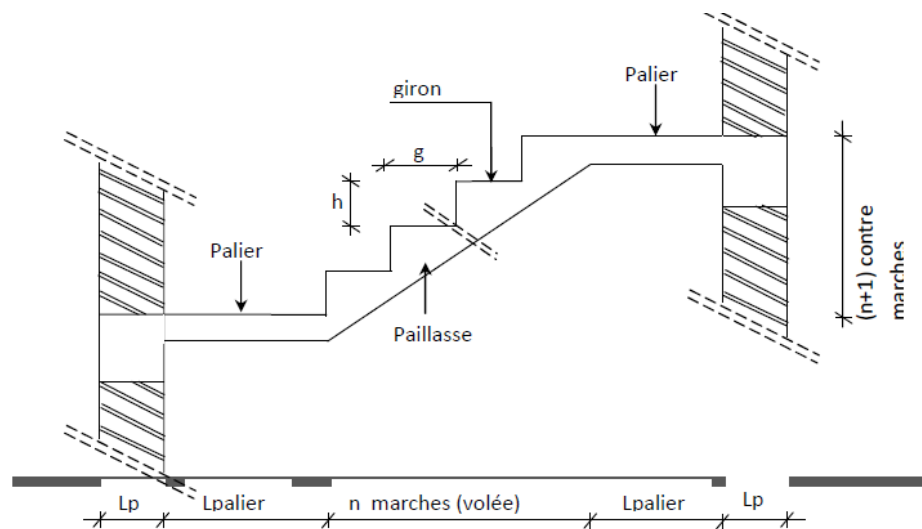


Figure II.6 Schéma d'une coupe d'escalier

- Emmarchement : La longueur de la marche ;
- g : Giron (largueur d'une marche) ;
- h : Hauteur d'une marche ;
- Mur d'échiffre : Le mur qui limite l'escalier ;
- Paillasse : Le plafond qui monte sous les marches ;
- Contre marche : La partie verticale d'une marche ;
- Le jour : L'espace entre 2 volées en projection horizontale ;
- Le collet : Le bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- Ligne de foulée : La courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracé à 50cm du côté de jour)
- Volée : C'est une suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- Palier de repos : C'est la partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- Palier d'arrivée : C'est le palier d'étage.

II.1.5.2.Type d'escaliers :

Dans notre projet on a 1 seul type d'escalier.

Escaliers à 2 volées avec 1 palier

Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

$$0.60\text{m} \leq 2h+g \leq 0.65\text{m}.$$

On prend : $h=17\text{cm}$

$$60\text{cm} \leq 2 \times 17 + g \leq 65\text{cm}. \Rightarrow 26\text{cm} \leq g \leq 31\text{cm}$$

On choisissant $g=30\text{ cm}$.

Où : H est la hauteur d'étage, qui vaut 3.06m .

$$N_c = H/h \Rightarrow N_c = 306/17 = 18 \text{ contre marche} \\ (9+9)$$

On aura (9+9) contres marches entre chaque

deux étages On à deux volées :

Donc 9 contre marche pour volée L_1

9 contre marche pour volée L_2

- **Détermination le nombre des marches :**

Le nombre des marche est : $n-1=18-1=17$ marches

- **Détermination de l'épaisseur de la dalle d'escalier :**

langueur de volée L :

Donc : $L = g(n-1) = 30(9-1) \Rightarrow L=240\text{cm}$

Hauteur de volée H' :

$H' = h.n = 17 \times 9 \Rightarrow H'=153\text{cm}$

L'inclinaison de la paillasse :

$\text{tg}\alpha = H'/L = 153/240 = 0.6375$

donc $\alpha_1 = 32.51^\circ$

Largeur de la paillasse est :

On a $\tan\alpha = H'/L' \Rightarrow L' = H'/\tan\alpha \Rightarrow L' = 1530/0.6375 = 240.06\text{cm}$

Donc l'épaisseur

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

$L = 1.40 + 2.40 = 3.8\text{m}$

$12.66 \leq e \leq 19$

On prend **$e=15\text{cm}$** pour la résistance à la flamme selon la R.P.A

II.1.6.L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve du supérieur du bâtiment, il est assimilé comme une console encastrée dans le plancher par son poids et charge du à la main courante.

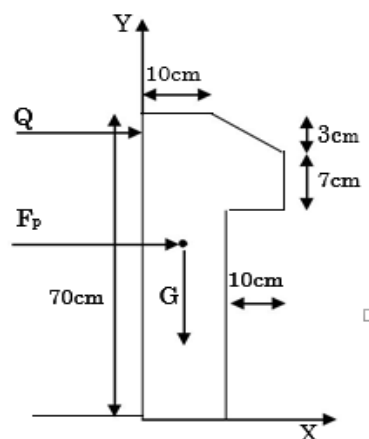


Figure II.7. Coupe transversal de l'acrotère

II.1.7. Porte a faux :**Définition :**

Notre porte à faux est considéré comme une dalle pleine, on fait son calcul comme une poutre encastree d'un seule extrémité

Le calcul se fait pour une bande de 1m. D'après le

B.A.E.L 91

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow L_{max} = 165cm$$

$$H \geq (11, 16.5)$$

Donc on adopte h= 15cm selon la RPA à résistance de flamme

II.2.Evaluation de charge :**Les charges réglementaires :**

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

➤ Les charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur

➤ Les charges d'exploitation :

Fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le placher d'un ouvrage à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

. Poids volumiques des matériaux :

* Béton armé : 25 KN/m ³	* Gravier : 15 KN/m ³
* Enduit ciment : 14 KN/m ³	* Sable : 18 KN/m ³
* Isolation thermique : 4 KN/m ³	* plâtre : 15 KN/m ³
* Carrelage : 22 KN/m ³	* Forme de pente : 22KN/m ³
* Briques creuses : 15 KN/m ³	* Etanchéité : 0.12 KN/m ³

Plancher terrasse inaccessible :

Désignations de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep(m)	G(KN/m ²)
Protection en gravillons	17	0,05	0.85
étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,01	2.2
Isolation thermique	4	0,04	0,16
dalle en corps creux (20+4)	/	0.20	3.10
enduit de plâtre	/	0.01	0.10
ΣG	/	/	6.53

Q =	1	(kN/m²)
------------	----------	---------------------------

Tableau II.1 Charge à la terrasse inaccessible due aux plancher corps creux

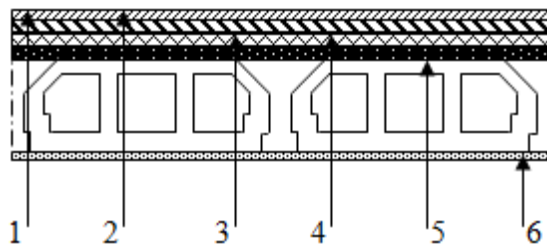
Plancher étage courant :

Figure II.8 Etage courant

- | | |
|--------------------|-------------------------|
| 1 Carrelage. | 4 Dalle de compression. |
| 2 Mortier de pose. | 5 Corps creux. |
| 3 Lit de sable | 6 Enduit en plâtre. |

	ρ (kg/m ³)	e (m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	0.44
Mortier de pose	2000	0.02	0.40
Lit de sable	1800	0.02	0.36
Dalle en corps creux			3.10
Enduit en plâtre	1000	0.01	0.10
Cloison intérieure	1000	0.1	1
G =	5.4		(kN/m²)
Q =	1.5		(kN/m²)

Tableau II.2 Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

Porte à faux :

Désignations	P	E	G
Carrelage	2200	0.02	0.44
Mortier de pose	2000	0.05	1
Enduit en plâtre	1000	0.01	0.10
Dalle pleine (15)	2500	0.15	3.75
Lit de sable	1000	0.02	0.20
G			5.49 KN/m
Q			3.5 KN/m

Tableau II.3. Charge permanente et d'exploitation d'un balcon

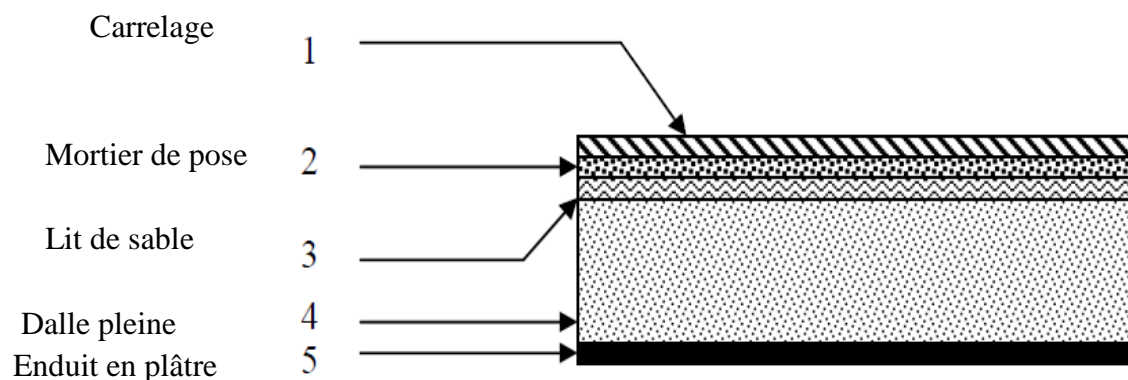


Figure II.9 schéma d'un balcon

Acrotère :

D'après le DTR BC 2.2 On prend (Plancher terrasse inaccessible)

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

$$S = \frac{0.03 \times 0.1}{2} + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.7) = 0.0785 \text{ m}^2$$

$$G_0 = 0.0785 \times 25 = 1.9625 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{rev}} = P_p \cdot e \cdot p / e = 2 \text{ cm}$$

$$G_{\text{rev}} = 18 \times 0.02 \times (0.7 + 0.1 + 0.07 + 0.1 + 0.104 + 0.6)$$

$$G_{\text{rev}} = 0.60 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{Totale}} = 2.56 \text{ KN/ml}$$

Les escaliers :

- Paillasse :

<i>Les compositions :</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
<i>Poids propres de paillasse</i>	<i>0.15/cos α</i>	25	4.44
<i>Poids propre de la marche</i>	<i>0,15/2</i>	22	1.65
<i>Carrelage</i>	<i>0.02</i>	22	0.44
<i>Mortier de pose</i>	<i>0.02</i>	20	0.40
<i>Enduit de ciment</i>	<i>0.02</i>	14	0.28
<i>garde corps</i>	-	-	0.20
		G	7.41
		Q	2.50

Tableau II.4. Charge permanente et d'exploitation d'un Paillasse

Palier de repos :

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
<i>Carrelage</i>	0.02	22	0.44
<i>Poids propres de Palier de repos</i>	0.15	25	3.75
<i>Mortier de pose</i>	0.02	20	0.40
<i>Enduit de ciment</i>	0.02	14	0.28
		G	4.87
		Q	2,50

Tableau II.5. Charge permanente et d'exploitation d'un palier de repos

Mur extérieur :

<i>LES COMPOSITIONS</i>	<i>EPAISSEUR (M)</i>	<i>POIDS VOLUMIQUE (KN/M³)</i>	<i>POIDS SURFACIQUE (KN/M²)</i>
<i>1-Enduit extérieur</i>	0.02	20	0.4
<i>2-Brique creuse</i>	0.15	13	1.95
<i>3-Brique creuse</i>	0.10	13	1.3
<i>4-Enduit intérieur</i>	0.015	14	0.21
		G	3.86 KN/m²

Tableau II.6. Charge permanente et d'exploitation de mur extérieur

Mur intérieur :

<i>Les Compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids Volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids Surfacique (KN/m²)</i>
<i>1-Maçonnerie brique creuse</i>	0.1	13	1.3
<i>2-Enduit en ciment</i>	0.015	22*2	0.66
		G	1.96

Tableau II.7. Charge permanente et d'exploitation de mur intérieur

La dalle pleine :

Les compositions :	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	14	0.28
		G	4.87
		Q	3.50

Tableau II.8. Charge permanente et d'exploitation d'une dalle pleine

II.3. Descente Des Charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- o le poids propre de l'élément.
 - o la charge de plancher qu'il supporte.
 - o la part de cloison répartie qui lui revient.
 - o les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)
- La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).
 - Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

II.3.1. La loi de dégression :

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes.

Les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après.

- Soit Q_0 la surcharge appliquée à la terrasse de couverture,
- Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage "i".

Les étages étant numérotés de haut en bas; on calcul \sum_i surcharge totale à considérer au-dessous du plancher de l'étage n° i.

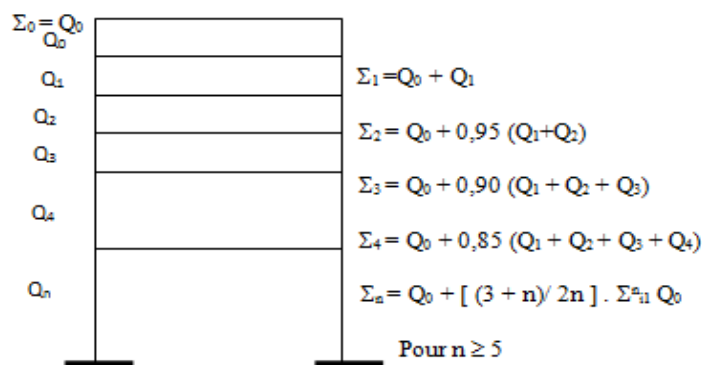


Figure II.10 Schéma explicatif de loi de dégression.

II.3.2. Calcul de N_{max}

.Calcul de chargement

a) Poteau1:

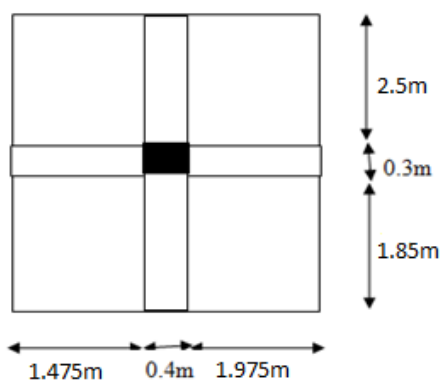


Figure II.11 Surface du plancher

Surface de la Dalle : $(4.65 - 0.3) \times (3.85 - 0.4) = 15m^2$

Poutre principale : $(0.40 \times 0.30) \times 3.85 = 0.46m^3$

Poutre secondaire : $(0.40 \times 0.30) \times 4.65 = 0.56 m^3$

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN/M ²)
Niveau 1 (Terrasse)	P. terrasse : (15×6.53)	97.95	1
	p.p. principale : $(0.40 \times 0.30 \times 25 \times 3.85)$	11.55	
	p.p. secondaire : $(0.40 \times 0.30 \times 25 \times 4.56)$	13.68	
	p. poteau : $(0.30 \times 0.40 \times 25 \times 3.06)$	9.18	
	total	132.36	
Niveau 2 (étage courant)	Plancher étage courant : (15×5.4)	81	1.5
	p.p. principale : $(0.40 \times 0.30 \times 25 \times 3.85)$	11.55	
	p.p. secondaire : $(0.40 \times 0.30 \times 25 \times 4.65)$	13.68	
	p. poteau $(0.40 \times 0.30 \times 25 \times 3.06)$	9.18	
	total	115.41	

Niveau 3 (étage courant)	<i>Pec+pp+ps+ poteau (3,06m)</i>	115.41	1.5
Niveau4 (étage courant)	<i>Pec+pp+ps +poteau (3.06 m)</i>	115.41	1.5
Niveau5 (étage courant)	<i>Pec+pp+ps +poteau (3.06 m)</i>	115.41	1.5
Niveau 6 (étage courant)	<i>Pec+pp+ps +poteau (3.06 m)</i>	115.41	1.5
Niveau7 (étage courant)	<i>Pec+pp+ps +poteau (3.06 m)</i>	115.41	1.5
Niveau8 (étage courant)	<i>Pec+pp+ps +poteau (3.06 m)</i>	115.41	1.5
Niveau 9 (RDC)	<i>Pec+pp+ps +poteau (3.06 m)</i>	115.41	1.5
Niveau10 (fondation)	<i>p. amorce poteau : (0.30×0.40×25×1.6)</i> <i>poids longrine : (0.30×0.30×25×3.85)</i> total	4.8 7.2187 15.01	–

Tableau II.9 : Charges permanentes et d'exploitations pour chaque niveau

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3+n)/(2*n) \sum_1^n Q_i$

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

<i>NIVEAU</i>	<i>DEGRESSION</i>	<i>Q (KN)</i>	<i>Q EXPLOITABLE</i>
<i>Niveau 1 (Terrasse)</i>	Q_0	<i>1</i>	<i>15</i>
<i>Niveau 2 (étage courant)</i>	$Q_0 + Q_1$	<i>2.5</i>	<i>37.5</i>
<i>Niveau 3 (étage courant)</i>	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	<i>3.85</i>	<i>57.75</i>
<i>Niveau 4 (étage courant)</i>	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	<i>5.05</i>	<i>75.75</i>
<i>Niveau 5 (étage courant)</i>	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	<i>6.5</i>	<i>91.5</i>
<i>Niveau 6 (étage courant)</i>	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	<i>7</i>	<i>105</i>
<i>Niveau 7 (étage courant)</i>	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	<i>7.75</i>	<i>116.25</i>
<i>Niveau 8 (étage courant)</i>	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	<i>8.455</i>	<i>126.825</i>
<i>Niveau 9 (RDC)</i>	$Q_0 + 0.6875 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	<i>9.25</i>	<i>138.75</i>
<i>Niveau 10 (Fondations)</i>	$Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	<i>8.8</i>	<i>132</i>

Tableau II.10 Loi de dégression

Niveau	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]	Efforts Normaux ultime [KN]
	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G Cumul	Q	Q Cumul	N =1,35G+1,5Q
Niveau 1	25.23	9.18	132.66	132.66	15	15	201.591
Niveau 2	25.23	9.18	115.41	248.07	37.5	52.5	413.641
Niveau 3	25.23	9.18	115.41	363.48	57.75	110.25	656.0695
Niveau 4	25.23	9.18	115.41	478.89	75.75	186	925.498
Niveau 5	25.23	9.18	115.41	594.3	91.5	277.5	1218.5515
Niveau 6	25.23	9.18	115.41	709.71	105	382.5	1531.855
Niveau 7	25.23	9.18	115.41	825.12	116.25	498.25	1862.0335
Niveau 8	25.23	9.18	115.41	940.53	126.825	625.575	2208.07
Niveau 9	25.23	9.18	115.41	1055.94	138.75	764.325	2572.003
Fondation	7.2187	4.8	15.01	1070.95	132	896.325	2790.2665

Tableau II.11 : Charges permanentes et d'exploitation totales

- la charge permanente totale : $G = 1070.95.662KN$
 - la charge d'exploitation totale : $Q = 896.325 KN$
- $N_u = 1.35G + 1.5Q = 2790.2665KN$

2) poteau2:

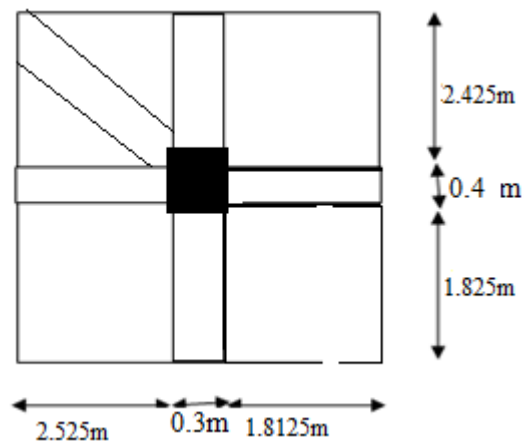


Figure II.12 : Surface du plancher2 (P.C)

Surface de la Dalle : $[(4.8-0.45) + (4.7-0.45)] = 18.4875 \text{ m}^2$

Poutre principale : $(0.40 \times 0.30) \times 4.8 = 0.576 \text{ m}^3$

Poutre secondaire : $(0.40 \times 0.30) \times 4.7 = 0.564 \text{ m}^3$

Poutre principal 2: $(0.40 \times 0.30) \times 3.82 = 0.4584 \text{ m}^3$

Palier : $S = 1.6 \times 1.52 = 2.432 \text{ m}^2$

Loggia : $S = (2.5 \times 2.65) = 6.625 \text{ m}^2$

Terrasse inaccessible :

Poutre principal : $(0.40 \times 0.30) \times 2 = 0.24 \text{ m}^3$

Poutre secondaire : $(0.40 \times 0.30) \times 2.05 = 0.246 \text{ m}^3$

Surface de la dalle : $(2.01 \times 2) = 4.02 \text{ m}^2$

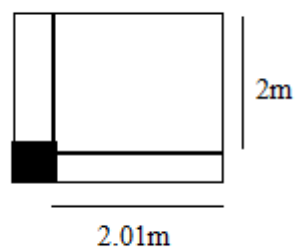


Figure II.13 Surface du plancher terrasse inaccessible

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN/M²)
Niveau 1 (terrasse)	<i>P. terrasse : (4.02×6.53)</i> <i>p.p. principale: (0.30×0.40×25×2.01)</i> <i>p.p. secondaire :(0.30×0.40×25×2)</i> <i>p. poteau : (0.40×0.30×25×3.06)</i> <i>p. Acrotère (4.01×2.56)</i> total	26.25 6.03 6 9.18 10.26 57.72	1
Niveau 2 (Terrasse)	<i>P. terrasse : (18.4875 ×6.53)</i> <i>p.p. principale1 : (0.30×0.40×25×4.8)</i> <i>p.p. principale2 : (0.30×0.40×25×3.82)</i> <i>p.p. secondaire :(0.30×0.40×25×4.7)</i> <i>p. poteau : (0.30×0.40×25×3.06)</i> total	120.72 14.4 11.46 14.1 9.18 169.86	1
Niveau 3 (étage courant)	<i>p. corps creux : (9×6.53)</i> <i>p. dalle pleine : (9.057×4.87)</i> <i>p.p. principale1 : (0.30×0.40×25×4.8)</i> <i>p.p. principale2 : (0.30×0.40×25×3.82)</i> <i>p.p. secondaire :(0.30×0.40×25×4.7)</i> <i>p. poteau : (0.3×0.4×25×3.06)</i> total	58.77 44.10 14.4 11.46 14.1 9.18 152.01	1.5
Niveau 4 (étage courant)	<i>p. corps creux + p. dalle pleine + p.p principal 1 + p p principal 2 + pp secondaire + p poteau (3.06)</i>	152.01	1.5
Niveau5 (étage courant)	<i>p. corps creux + p. dalle pleine + p.p principal 1 + p p principal 2 + pp secondaire + p poteau (3.06)</i>	152.01	1.5
Niveau6 (étage courant)	<i>p. corps creux + p. dalle pleine + p.p principal 1 + p p principal 2 + pp secondaire + p poteau (3.06)</i>	152.01	1.5
Niveau7 (étage courant)	<i>p. corps creux + p. dalle pleine + p.p principal 1 + p p principal 2 + pp secondaire + p poteau (3.06)</i>	152.01	1.5
Niveau8 (étage courant)	<i>p. corps creux + p. dalle pleine + p.p principal 1 + p p principal 2 + pp secondaire + p poteau (3.06)</i>	152.01	1.5
Niveau9 (étage courant)	<i>p. corps creux + p. dalle pleine + p.p principal 1 + p p principal 2 + pp secondaire + p poteau (3.06)</i>	152.01	1.5

Niveau10 (RDC)	<i>p. corps creux + p. dalle pleine + p.p principal 1 + p p principal 2 + pp secondaire + p poteau (3.06)</i>	152.01	1.5
Niveau10 (Fondation)	<i>p. amorce poteau : (0.30×0.40×25×1.6) poids longrine : (0.30×0.30×25×3.85) total</i>	4.8 7.218 12.01	/

Tableau II.12 : Charges permanentes et d'exploitations pour chaque niveau

NIVEAU	DEGRESSION	Q (KN)	Q EXPLOITABLE
Niveau 1 (Terrasse)	Q_0	1	4.02
Niveau 2 (terrasse)	$Q_0 + Q_1$	2	36.96
Niveau 3 (étage courant)	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3.375	62.39
Niveau 4 (étage courant)	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	4.6	85.04
Niveau 5 (étage courant)	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	5.675	104.91
Niveau 6 (étage courant)	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	6.6	122.01
Niveau 7 (étage courant)	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.375	136.34
Niveau 8 (étage courant)	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.1	149.74
Niveau 9 (étage courante)	$Q_0 + 0.6875 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9.165	169.43
Niveau 10 (RDC)	$Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	9.45	174.70
Niveau 11 (fondation)	$Q_0 + 0.424 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	6.088	112.55

Tableau II.13: Loi de dégression

Niveau	Charges Permanentes [KN]				Charges d'exploitation [KN]		Efforts Normaux ultime [KN]
	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G Cumul	Q	Q Cumul	$N = 1,35G + 1,5Q$
Niveau 1	12.03	9.18	57.72	57.72	4.02	4.02	83.952
Niveau 2	39.96	9.18	169.86	227.58	36.96	40.98	368.70
Niveau 3	39.96	9.18	152.01	379.59	62.39	103.37	667.50
Niveau 4	39.96	9.18	152.01	531.6	85.04	188.41	1000.27
Niveau 5	39.96	9.18	152.01	683.61	104.91	293.32	1362.85
Niveau 6	39.96	9.18	152.01	835.62	122.01	415.33	1751.08
Niveau 7	39.96	9.18	152.01	987.63	136.34	551.67	2160.79
Niveau 8	39.96	9.18	152.01	1139.64	149.74	701.41	2590.62
Niveau 9	39.96	9.18	152.01	1291.65	169.43	870.84	3049.94
Niveau 10	39.96	9.18	152.01	1443.66	174.70	1045.54	3517.25
Fondation	7.2187	4.8	15.01	1458.67	112.55	1158.09	3706.33

Tableau II.14 : Charges permanentes et d'exploitation totales

D'après la descente des charges, on distingue que le poteau le plus sollicité est le deuxième poteau, Donc on prend en compte ce dernier pour la vérification des sections des poteaux.

A. Vérification de la section de poteau : BAEL 91(B.8.4, 1) :

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

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

➤ **D'après RPA 99 V-2003(art 7.4.2.1) :**

La section des armatures minimales est : 0.8% (B_r) En zone (II a)

$$A = 0.8\% \times (b_1 - 2)(h_1 - 2)$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (h_1 - 2)(b_1 - 2)$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

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

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

α : Coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

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

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y) \lambda_x = \sqrt{12} \left(\frac{L_f}{b}\right) \lambda_y = \sqrt{12} \left(\frac{L_f}{h}\right)$$

Section (cm ²)	λ	α	B _r (cm ²)	A(cm ²)
30 × 40	24.73	0.77	(28 × 38) = 1064	8.512

Tableau II. 15 : Vérification de la section de poteau (BAEL 91).

Section (cm ²)	\bar{N} (KN)	N _u (KN)	condition
30 × 40	4460.71	3706.33	vérifiée

Tableau II. 26 : Vérification de la section de poteau (BAEL 91).

II.4.Conclusion :

Suite aux calculs établis dans ce chapitre, on peut résumer les résultats comme suit :

<i>Elément</i>	<i>Dimensions</i>
<i>Plancher corps creux</i>	<i>(20+4) cm</i>
<i>Dalle pleine</i>	<i>e=15 cm</i>
<i>Poteau rectangulaire</i>	<i>(30×40) cm²</i>
<i>Poteau carré</i>	<i>(40x40)) cm²</i>
<i>Poteau circulaire</i>	<i>45cm</i>
<i>Poutre principale</i>	<i>(30×50) cm²</i> <i>(30x40) cm²</i>
<i>Poutre secondaire</i>	<i>(30×50) cm²</i> <i>(30x40) cm²</i>
<i>Poutre palière</i>	<i>(30x40) cm²</i>
<i>Longrine</i>	<i>(30×30) cm²</i>
<i>Voile</i>	<i>e=15cm</i>
<i>Palier de repos</i>	<i>e=15cm</i>
<i>Paillasse</i>	<i>e=15cm</i>
<i>L'acrotère</i>	<i>h=70cm</i>

Tableau II.17 : Tableau récapitulatif de pré dimensionnement des sections.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

$$F = \max(F_p, F_q)$$

Avec :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times w_p \text{ (RPA 99 version 2003; art 6.2.3)}$$

F_q : La poussée horizontale $F_q = 1 \text{ KN/ml}$

A: Coefficient d'accélération de la zone

(RPA 99 tableau 4.1) \Rightarrow groupe 2 ; zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de la force horizontale

(RPA 99 tableau 6.1) $\Rightarrow C_p = 0.8$

w_p : Poids propre de l'acrotère

$$w_p = 2.560 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.560 = 1.2288 \text{ KN/ml}$$

$$F = \max(F_p, F_q) = \max(1.2288 ; 1) = 1.2288 \text{ KN/ml}$$

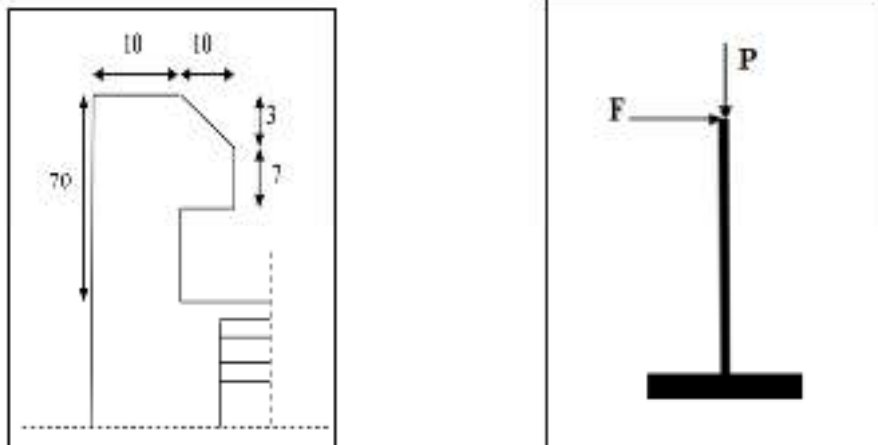


Figure III. 1 : L'acrotère.

*Moments et efforts normaux:

$$M_{ELU} = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1,22 \times 0,7 = 1,281 \text{ KN.m};$$

$$N_{ELU} = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,56 = 3,456 \text{ kN};$$

$$M_{ELS} = Q \times h = 1,22 \times 0,7 = 0,854 \text{ KN.m};$$

$$N_{ELS} = G = 2,56 \text{ KN}.$$

III.1.1. Ferrillages :

A. Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

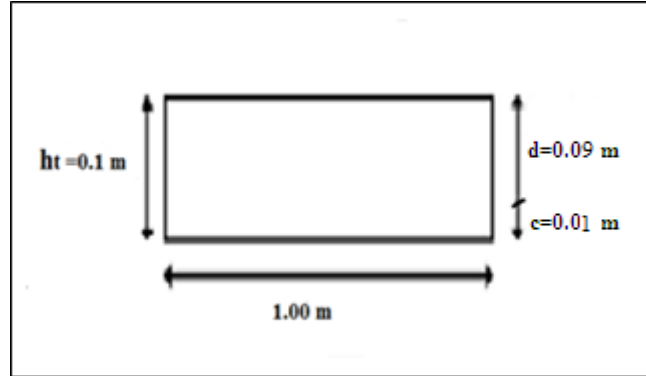


Figure III. 2 : Section de calcul de l'acrotère.

*Calcul d'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{128.1}{3.456} = 37.06 \text{ cm}; \quad e_{ser} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{85.4}{2.56} = 33.35 \text{ cm};$$

$$e_u, e_{ser} > e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm}$$

Alors:

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section et l'effort normale étant un effort de compression, donc la section étudié est **partiellement comprimé**. On le calculé à la flexion simple.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif.

$$d = 0.9h_t = 0.9 \times 0.10 = 0.09 \text{ m.} \quad (\text{BAEL91 (art A.4.2)})$$

$$\text{On prend: } d = 0.09 \text{ m}$$

$$d' = h_t - d = 0.01 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h_t}{2} \right)$$

e_a : La distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = 0.37 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.41 \text{ m.}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 3.456 \times 0.41 = 1.416 \text{ KN. m.}$$

d: C'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

La hauteur utile, c'est-à-dire la distance du centre de gravité des armatures supérieures de section A au parement le plus comprimé. (BAEL91 (art E. 6. 2, 1)).

d' : C'est la distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \right) = \left(\frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} \right) = 14.2 \text{ Mpa.} \quad (\text{BAEL91 (art A. 4. 3, 41)})$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times (d)^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.416 \times 10^3}{100 \times (9)^2 \times 14.2} = 0.0123 < \mu_l = 0.392$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire $A_{sc} = 0$

Alors :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.993$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

B. La section fictive d'acier tendue :

On obtient une section fictive d'acier A_a puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.416 \times 10^3}{0.993 \times 9 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

C. La section d'acier tendue :

$$A_{s \text{ cal}} = A_a - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.45 - \frac{3456}{100 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

D. Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2) :

$$\rho \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ Mpa.} \quad (\text{BAEL91 (art A.2.1, 12)})$$

f_{c28}, f_{t28} : Résistances caractéristiques à la compression et à la traction du béton âgé de 28 jours.

$$f_e = 400 \text{ Mpa.}$$

$$A_s \geq 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s(\text{calculé}) ; A_s(\text{BAEL})) = 1.08 \text{ cm}^2.$$

Choix : 4HA8=2.01cm²

– Verification de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

*Les armatures de répartitions:

$$A_r = A_s / 4 = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_r = 4HA6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

– **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

III.1.2. Vérification de La contrainte de cisaillement :

BAEL 91 (art A.5.1) :

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

$$v_u = 1.5Q = 1.5F_p = 1.5(1228.8) = 1843.6 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{1843.6}{1000 \times 70} = 0.026 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) \text{ BAEL91 (art A. 5. 1, 211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.026 < \bar{\tau}_u = 2.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas alors nécessaires, néanmoins nous prévoyons des cadres pour relever les armatures principales.

III.1.3. Vérification à l'état limite de service :

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

A. État limite d'ouverture des fissures :

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_{st} = \xi = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}})\right) \text{ (BAEL91 (art A.4.5, 33))}$$

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1.6 \text{ (Pour les armatures à haute adhérence)}$$

$$\sigma_{st} = n M_{ser} \left(\frac{d - y}{I}\right)$$

$$n = 15 : \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton} \quad \text{(BAEL91 (art A.4.6, 12))}$$

Position de l'axe neutre ($A' = 0$).

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0 \Rightarrow \frac{100 \times y^2}{2} + 15(2.01 \times y) - 15(2.01 \times 9)$$

$$50y^2 + 30.15y - 271.35 = 0$$

$$y = 2.04 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre.

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15 A(d - y)^2 \Rightarrow \frac{100}{3} \times (2.04)^3 + 15 \times 2.01 \times (7 - 2.04)^2$$

$$I = 1024.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = \eta M_{ser} \left(\frac{d-y}{I} \right) = 15 \times 854 \times \left(\frac{9-2.04}{1024.72} \right) = 87 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5(400) ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) \right) = \min(266.67; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 87 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63$ Condition vérifiée

B. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \text{ (BAEL91 (art A.4.5, 2))}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} = 854 \times \frac{2.04}{1024.72} = 1.7 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 1.7 < \bar{\sigma}_b = 15$ Condition vérifié

Donc les sections d'armatures choisies sont acceptables

➤ **Schéma de ferrailage :**

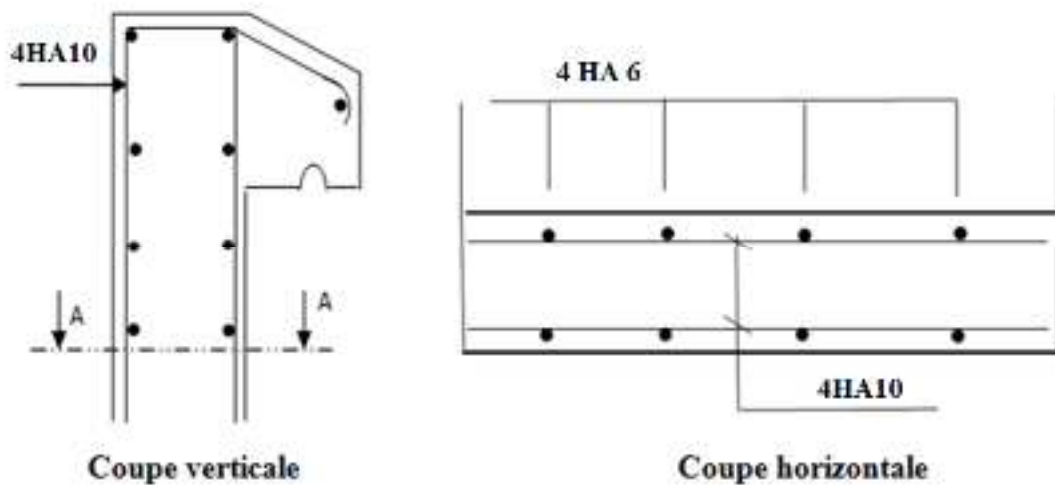


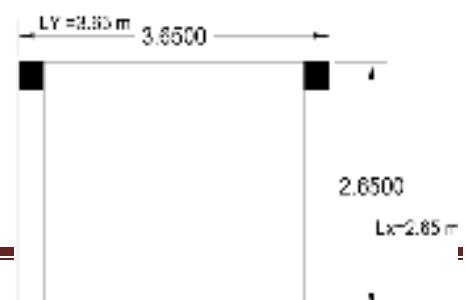
Figure III. 3 : Ferrailage de l'acrotère

Introduction :

Les dalles sont des pièces minces et planes , dont l'épaisseur est

faible par rapport aux autres dimensions en plan

.dans notre bâtiment on a un seul type de dalle :



- Dalle appuyées sur 03 cotés

- **Dalle sur tois appuis**

- **Calcul a l'E.L.U**

- **Calcul de chargement**

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_u = (1.35 G + 1.5 Q) * 1 \text{ ml} = 11.797 \text{ kN/ml} .$$

$$Q_s = G + Q = 8.35 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = L_x/L_y = 2.65/3.65 = 0.72 > 0.4 \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

calcul des moments corrigé (réel)

sens X-X

$$\text{moment en appuis : } M_{xau} = M_{yau} = q l_y^2 / 8 = 11.797 (3.65^2) / 8 = 19.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{xas} = M_{yas} = q l_y^2 / 8 = 8.35 (3.65^2) / 8 = 13.905 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{xu} = M_{xs} = 0 \text{ KN.m}$$

SENS Y-Y

$$\text{Moment en appuis : } M_{ya} = 0.3 M_y = 0.3 * 19.64 = 5.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{yas} = 0.3 M_{ys} = 0.3 * 13.905 = 4.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{yaut} = 0.85 M_y = 0.85 * 19.64 = 16.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{yst} = 0.85 M_{ys} = 0.85 * 13.905 = 11.82 \text{ KN.m}$$

. Ferrailage à l'ELU : [3]

$$L_x = 2.65 \text{ m} \quad L_y = 3.65 \text{ m}$$

$$\alpha = 2.65 / 3.65 = 0.72 > 0.4 : \text{ cette dalle travail suivant un deux sens.}$$

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_u = (1.35 G + 1.5 Q) * 1 \text{ ml} = 11.797 \text{ kN/ml} .$$

Calcul des sections d'acier :

✓ **Sans X-X**

EN APPUIS

$$M_{xa} = 19.64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{19.64 \times 10^{-3}}{1. (0.13)^2 \cdot 14.2} = 0.082$$

$$0.009 < 0.239 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = 0.107$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 12.40$$

$$Z = 12.40 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{19.64 * 10^3}{12.44 \times 348} = 4.536 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimales d'armatures :

- ✓ A_{miny}
 - 12h₀ : rond lisses**
 - 8h₀ : F_{Ee400}**
 - 6h₀ : F_{Ee500}**
- ✓ $A_{minx} = (3 - \alpha / 2) A_{miny}$
- ✓ **Espacement entre les armatures :**
 - a- Armatures longitudinal :**

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Tableau récapitulatif :

Sans x-x		Sens y-y	
travée	appuis	travée	Appuis

M_U(Kn.m)	/	19.64	16.70	5.89
u	/	0.082	0.07	0.024
A_S(cm²/ml)	/	4.536	3.83	1.318
A_{min}(cm²)	/	2.65	2.66	2.68
A_{adp}(cm²/ml)	/	6HA10=4.71	5HA 10=3.93	5HA 10=3.93
St(cm)	/	16	20	20

Tableau III. 9 : Ferrailage de la dalle pleine.

III.6.2. les Vérifications :

 **A ELU : l'effort tranchant [5]**

$$\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

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

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \times 1 / (1 + (\alpha / 2)) = 11.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11.50}{1 \times 0.13} = 0.088 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^- = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.167 \text{ MPa}$$

Donc: $\tau_u < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{cv}$ (pas de risque de rupture par cisaillement).

⊕ A ELS:

Les fissurations peu préjudiciables

$$\alpha \leq \alpha^- = (\gamma - 1/2) + f_{c28}/100 \quad \text{avec : } \gamma = M_u / M_s$$

Tableau récapitulatif :

	Sans x-x		Sans y-y	
	Travée	appui	Travée	appui
$M_u(\text{KN.m})$	/	13.905	11.82	4.17
$M_s(\text{KN.m})$	/	19.64	16.70	5.89
γ	/	1.40	1.40	1.40
α^-	/	1.15	1.15	1.15
α	/	0.1075	0.0875	0.03
Condition	/	CV	CV	CV

Tableau III. 10 : Vérification à ELS.

III.3.3. Vérification à l'E.L.S :

-Travée :

$$M_{t,s} = 11.82 \text{ kN.m}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable. **Guide de calcul-Béton armé artc 13.2.1 page 96**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A$$

$$y_{ser} - 15 Ad = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(2.68) y_{ser} - 15(2.68 \times 13) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 40.2 y_{ser} - 522.60 = 0$$

$$y_{ser} = 2.85 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit: **Guide de calcul-Béton armé artc 13.2.2 page 96**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 4913.14 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes Guide de calcul-Béton armé artc 13.3 page 96

- **Contraintes maximale de compression de béton :** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 0.162 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.162 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

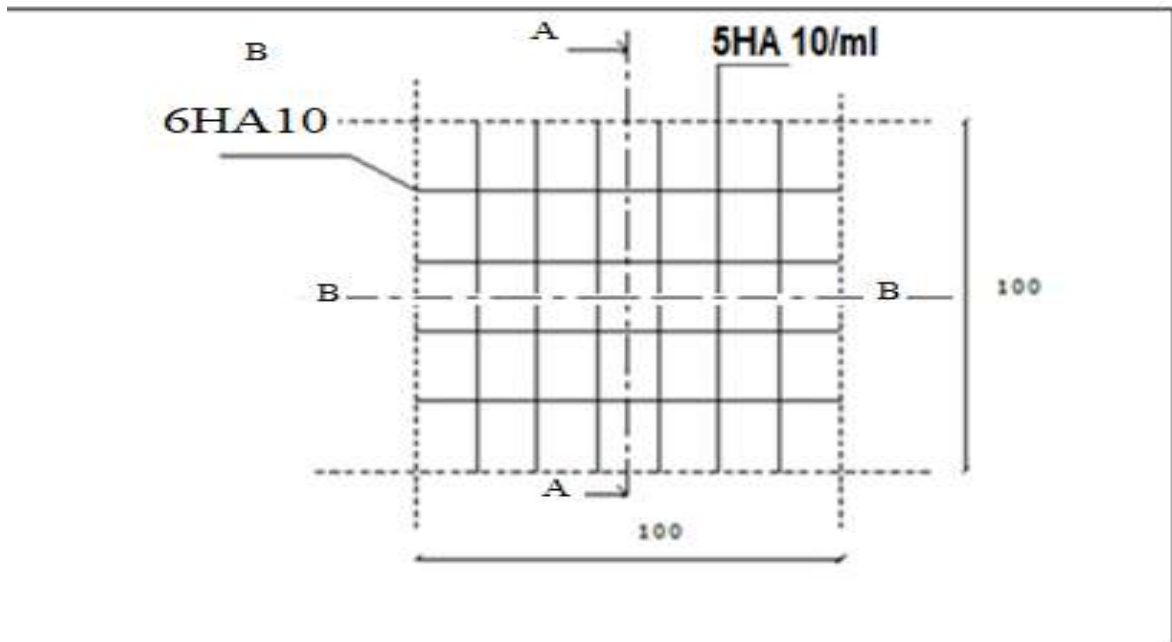
- **Contraintes maximale de traction des aciers :** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, \max\left[1.10 \sqrt{nf_{ij}}; \frac{F_e}{2}\right]\right] = 201.66 \text{ MPa}$$

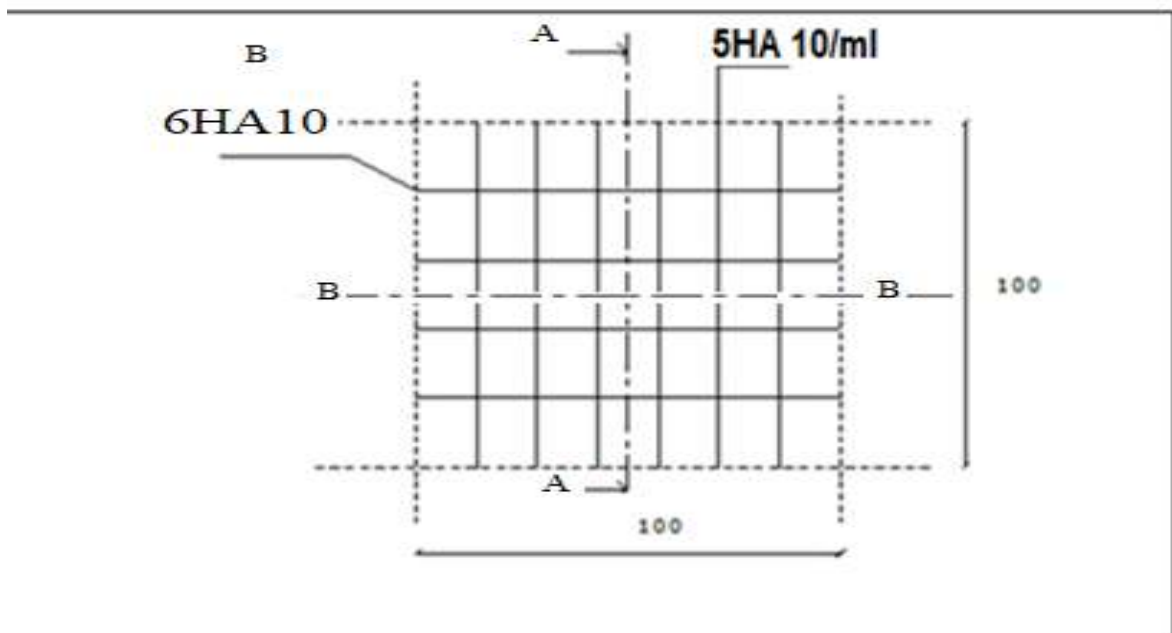
$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 36.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 36.60 \text{ MPa} < 201.66 \text{ MPa}$$

$$36.60 \text{ MPa} < 201.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$



NAPPE Inférieure



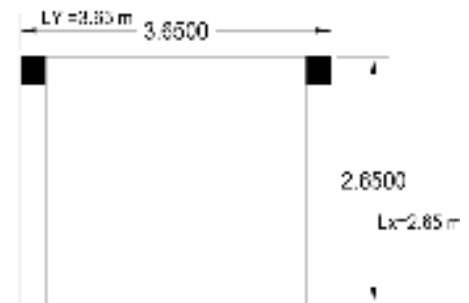
NAPPE SUPERIEURE

Introduction :

Les dalles sont des pièces minces et planes , dont l'épaisseur est

faible par rapport aux autres dimensions en plan

.dans notre bâtiment on a un seul type de dalle :



- Dalle appuyées sur 03 cotés

- **Dalle sur tois appuis**

- **Calcul a l'E.L.U**

- **Calcul de chargement**

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_u = (1.35 G + 1.5 Q) * 1 \text{ ml} = 11.797 \text{ kN/ml} .$$

$$Q_s = G + Q = 8.35 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = L_x / L_y = 2.65 / 3.65 = 0.72 > 0.4 \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

calcul des moments corrigé (réel)

sens x-x

$$\text{moment en appuis : } M_{xau} = M_{yau} = q l_y^2 / 8 = 11.797 (3.65^2) / 8 = 19.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{xas} = M_{yas} = q l_y^2 / 8 = 8.35 (3.65^2) / 8 = 13.905 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{xu} = M_{xs} = 0 \text{ KN.m}$$

SENS Y-Y

$$\text{Moment en appuis : } M_{ya} = 0.3 M_y = 0.3 * 19.64 = 5.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{yas} = 0.3 M_{ys} = 0.3 * 13.905 = 4.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{yaut} = 0.85 M_y = 0.85 * 19.64 = 16.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{yst} = 0.85 M_{ys} = 0.85 * 13.905 = 11.82 \text{ KN.m}$$

. Ferrailage à l'ELU : [3]

$$L_x = 2.65 \text{ m} \quad L_y = 3.65 \text{ m}$$

$$\alpha = 2.65 / 3.65 = 0.72 > 0.4 : \text{ cette dalle travail suivant un deux sens.}$$

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_u = (1.35 G + 1.5 Q) * 1 \text{ ml} = 11.797 \text{ kN/ml} .$$

Calcul des sections d'acier :

✓ **Sans X-X**

EN APPUIS

$$M_{xa} = 19.64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{19.64 \times 10^{-3}}{1. (0.13)^2 \cdot 14.2} = 0.082$$

$$0.009 < 0.239 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = 0.107$$

$$Z=d (1-0.4\alpha)=12.40$$

$$Z=12.40 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{19.64 * 10^3}{12.44 \times 348} = 4.536 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimales d'armatures :

$$\checkmark A_{\min y} \begin{cases} 12h_0 : \text{rond lisses} \\ 8h_0 : F_{Ee400} \\ 6h_0 : F_{Ee500} \end{cases}$$

$$\checkmark A_{\min x} = (3 - \alpha / 2) A_{\min y}$$

✓ Espacement entre les armatures :

a- Armatures longitudinal :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Tableau récapitulatif :

Sans x-x		Sens y-y	
travée	appuis	travée	Appuis

M_U(Kn.m)	/	19.64	16.70	5.89
u	/	0.082	0.07	0.024
A_S(cm²/ml)	/	4.536	3.83	1.318
A_{min}(cm²)	/	2.65	2.66	2.68
A_{adp}(cm²/ml)	/	6HA10=4.71	5HA 10=3.93	5HA 10=3.93
St(cm)	/	16	20	20

Tableau III. 9 : Ferrailage de la dalle pleine.

III.6.2. les Vérifications :

A ELU : l'effort tranchant [5]

$$\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

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

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \times 1 / (1 + (\alpha / 2)) = 11.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11.50}{1 \times 0.13} = 0.088 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^- = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.167 \text{ MPa}$$

Donc: $\tau_u < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{cv (pas de risque de rupture par cisaillement)}$.

A ELS:

Les fissurations peu préjudiciables

$$\alpha \leq \alpha^- = (\gamma - 1/2) + f_{c28}/100 \quad \text{avec : } \gamma = M_u / M_s$$

Tableau récapitulatif :

	Sans x-x		Sans y-y	
	Travée	appui	Travée	appui
$M_u(\text{KN.m})$	/	13.905	11.82	4.17
$M_s(\text{KN.m})$	/	19.64	16.70	5.89
γ	/	1.40	1.40	1.40
α^-	/	1.15	1.15	1.15
α	/	0.1075	0.0875	0.03
Condition	/	CV	CV	CV

Tableau III. 10 : Vérification à ELS.

III.3.3. Vérification à l'E.L.S :

-Travée :

$$M_{t,s}=11.82 \text{ kN.m}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable. **Guide de calcul-Béton armé artc 13.2.1 page 96**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A$$

$$y_{ser} - 15 Ad = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(2.68) y_{ser} - 15(2.68 \times 13) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 40.2 y_{ser} - 522.60 = 0$$

$$y_{ser} = 2.85 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit: **Guide de calcul-Béton armé artc 13.2.2 page 96**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \quad \Rightarrow \quad I = 4913.14 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes Guide de calcul-Béton armé artc 13.3 page 96

- **Contraintes maximale de compression de béton :** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 0.162 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.162 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

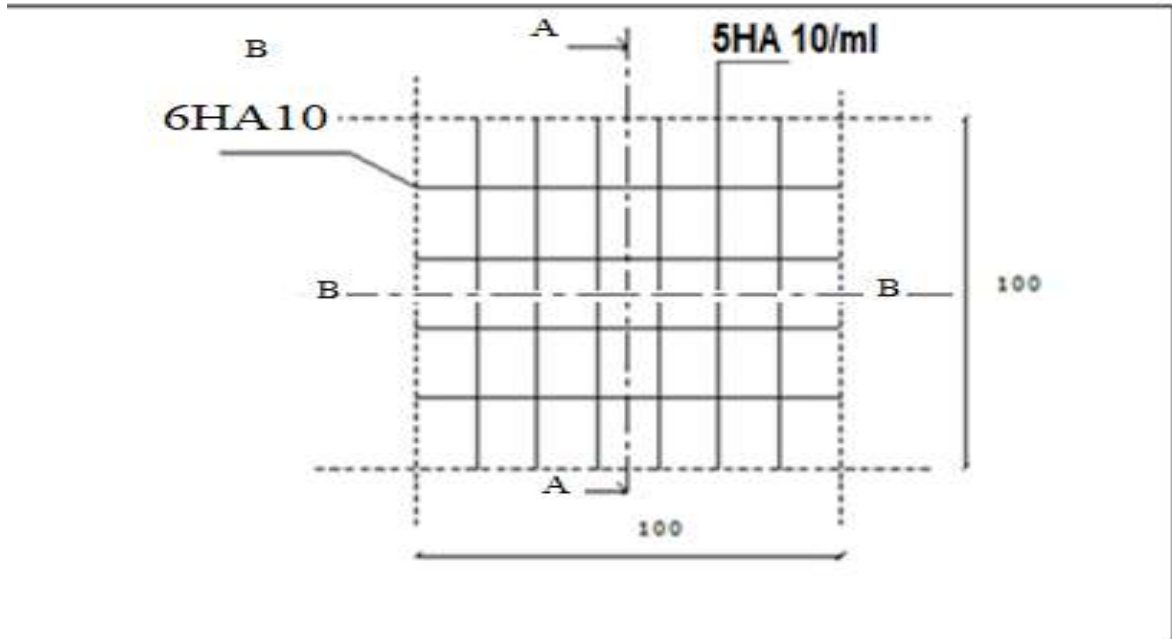
- **Contraintes maximale de traction des aciers :** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, \max\left[1.10 \sqrt{nf_{tj}}; \frac{F_e}{2}\right]\right] = 201.66 \text{ MPa}$$

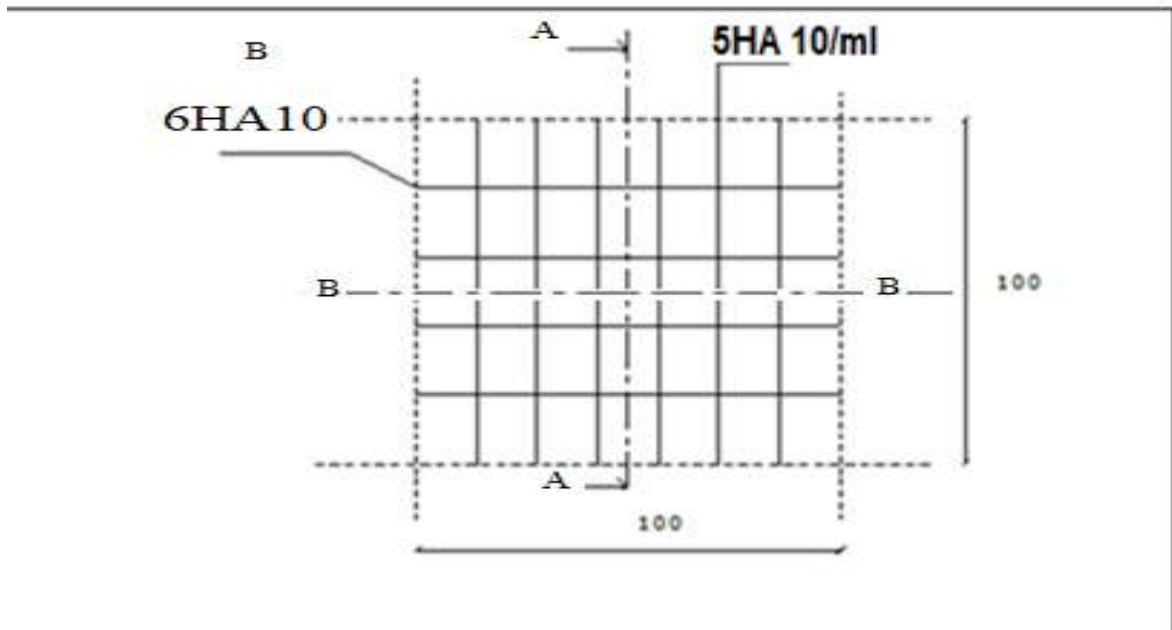
$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 36.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 36.60 \text{ MPa} < 201.66 \text{ MPa}$$

$$36.60 \text{ MPa} < 201.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$



NAPPE Inférieure



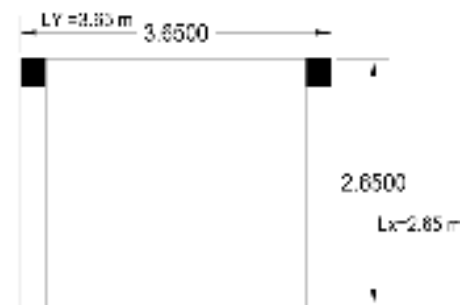
NAPPE SUPERIEURE

Introduction :

Les dalles sont des pièces minces et planes , dont l'épaisseur est

faible par rapport aux autres dimensions en plan

.dans notre bâtiment on a un seul type de dalle :



- Dalle appuyées sur 03 cotés

- **Dalle sur tois appuis**

- **Calcul a l'E.L.U**

- **Calcul de chargement**

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_u = (1.35 G + 1.5 Q) * 1 \text{ ml} = 11.797 \text{ kN/ml} .$$

$$Q_s = G + Q = 8.35 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = L_x / L_y = 2.65 / 3.65 = 0.72 > 0.4 \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

calcul des moments corrigé (réel)

sens x-x

$$\text{moment en appuis : } M_{xau} = M_{yau} = q l_y^2 / 8 = 11.797 (3.65^2) / 8 = 19.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{xas} = M_{yas} = q l_y^2 / 8 = 8.35 (3.65^2) / 8 = 13.905 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{xu} = M_{xs} = 0 \text{ KN.m}$$

SENS Y-Y

$$\text{Moment en appuis : } M_{ya} = 0.3 M_y = 0.3 * 19.64 = 5.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{yas} = 0.3 M_{ys} = 0.3 * 13.905 = 4.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{yaut} = 0.85 M_y = 0.85 * 19.64 = 16.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{yst} = 0.85 M_{ys} = 0.85 * 13.905 = 11.82 \text{ KN.m}$$

. Ferrailage à l'ELU : [3]

$$L_x = 2.65 \text{ m} \quad L_y = 3.65 \text{ m}$$

$$\alpha = 2.65 / 3.65 = 0.72 > 0.4 : \text{cette dalle travail suivant un deux sens.}$$

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_u = (1.35 G + 1.5 Q) * 1 \text{ ml} = 11.797 \text{ kN/ml} .$$

Calcul des sections d'acier :

✓ **Sans X-X**

EN APPUIS

$$M_{xa} = 19.64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{19.64 \times 10^{-3}}{1. (0.13)^2 \cdot 14.2} = 0.082$$

$$0.009 < 0.239 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = 0.107$$

$$Z=d (1-0.4\alpha)=12.40$$

$$Z=12.40 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{19.64 * 10^3}{12.44 \times 348} = 4.536 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimales d'armatures :

- ✓ A_{miny} { **12h₀ : rond lisses**
- ✓ **8h₀ : F_{Ee}400**
- ✓ **6h₀ : F_{Ee}500**
- ✓ $A_{minx} = (3 - \alpha / 2) A_{miny}$

✓ **Espacement entre les armatures :**

a- Armatures longitudinal :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

-Appuis: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

-Travée: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Tableau récapitulatif :

Sans x-x		Sens y-y	
travée	appuis	travée	Appuis

M_U(Kn.m)	/	19.64	16.70	5.89
u	/	0.082	0.07	0.024
A_S(cm²/ml)	/	4.536	3.83	1.318
A_{min}(cm²)	/	2.65	2.66	2.68
A_{adp}(cm²/ml)	/	6HA10=4.71	5HA 10=3.93	5HA 10=3.93
St(cm)	/	16	20	20

Tableau III. 9 : Ferrailage de la dalle pleine.

III.6.2. les Vérifications :

A ELU : l'effort tranchant [5]

$$\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

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

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \times 1 / (1 + (\alpha / 2)) = 11.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11.50}{1 \times 0.13} = 0.088 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^- = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.167 \text{ MPa}$$

Donc: $\tau_u < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{cv (pas de risque de rupture par cisaillement)}$.

A ELS:

Les fissurations peu préjudiciables

$$\alpha \leq \alpha^- = (\gamma - 1/2) + f_{c28}/100 \quad \text{avec : } \gamma = M_u / M_s$$

Tableau récapitulatif :

	Sans x-x		Sans y-y	
	Travée	appui	Travée	appui
$M_u(\text{KN.m})$	/	13.905	11.82	4.17
$M_s(\text{KN.m})$	/	19.64	16.70	5.89
γ	/	1.40	1.40	1.40
α^-	/	1.15	1.15	1.15
α	/	0.1075	0.0875	0.03
Condition	/	CV	CV	CV

Tableau III. 10 : Vérification à ELS.

III.3.3. Vérification à l'E.L.S :

-Travée :

$$M_{t,s}=11.82 \text{ kN.m}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable. **Guide de calcul-Béton armé artc 13.2.1 page 96**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A$$

$$y_{ser} - 15 Ad = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(2.68) y_{ser} - 15(2.68 \times 13) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 40.2 y_{ser} - 522.60 = 0$$

$$y_{ser} = 2.85 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit: **Guide de calcul-Béton armé artc 13.2.2 page 96**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \quad \Rightarrow \quad I = 4913.14 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes Guide de calcul-Béton armé artc 13.3 page 96

- **Contraintes maximale de compression de béton :** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 0.162 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.162 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

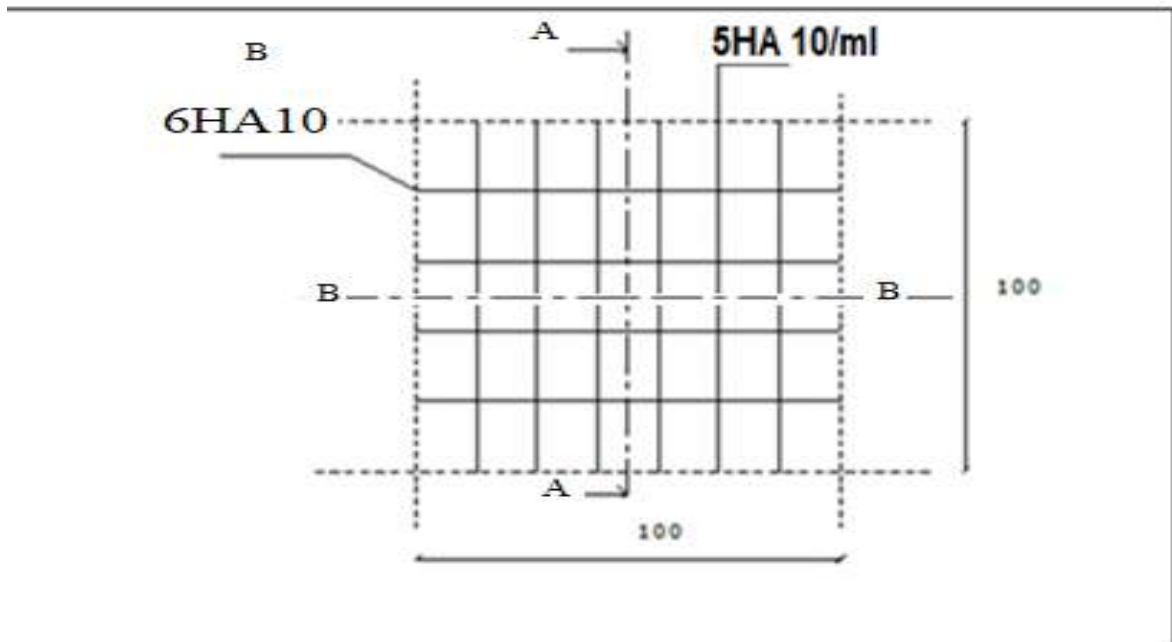
- **Contraintes maximale de traction des aciers :** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, \max\left[1.10 \sqrt{nf_{tj}}; \frac{F_e}{2}\right]\right] = 201.66 \text{ MPa}$$

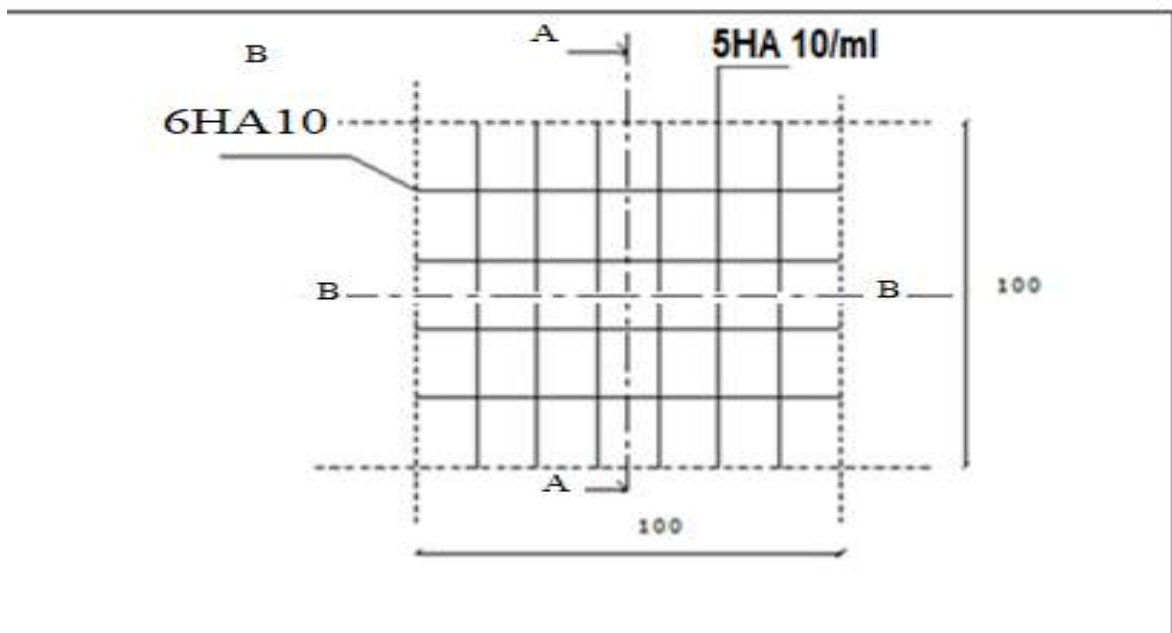
$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 36.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 36.60 \text{ MPa} < 201.66 \text{ MPa}$$

$$36.60 \text{ MPa} < 201.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$



NAPPE Inférieure



NAPPE SUPERIEURE

Figure III.4 :Ferrailage de la dalle pleine

III.3. L'escalier:

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins

III.3.1.1. Calcul des sollicitations:

- ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $Q_s = G + Q$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	$q_u=1,35G+1,5Q$	$q_s=G+Q$
Paillasse	7.41	2,50	13.75	9.910
Palier	4.87	2,50	10.324	7.73

Tableau III.3: chargements sur l'escalier

a) Rez-de-chaussée + d'étages cour

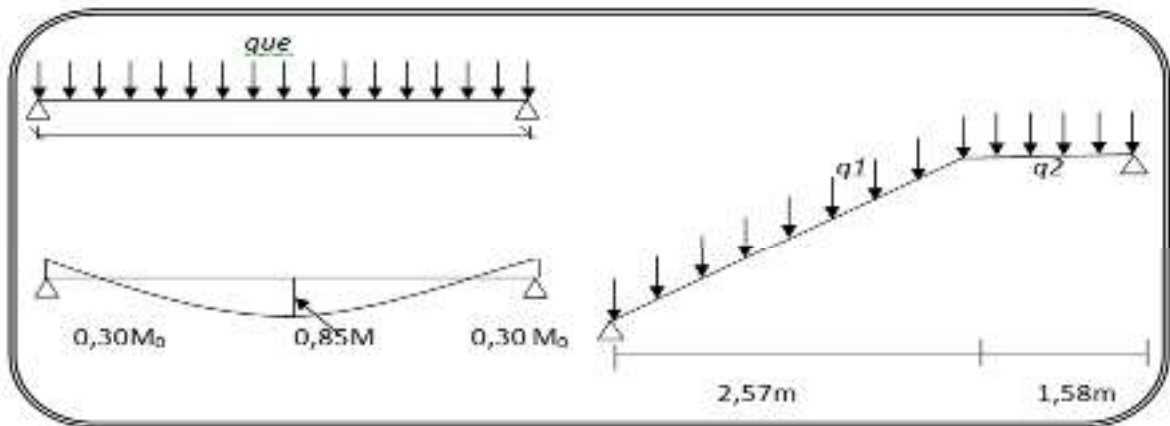


Figure III.5: Schéma statique des escaliers

III.3.2. Calcul de la charge équivalente :

- ELU :

$$q_{ueq} = \frac{(q_{U2} \times 1,58) + (q_{u1} \times 2,57)}{1,58 + 2,57} = \frac{(10.32 \times 1,58) + (13.75 \times 2,57)}{4.15} = 12.44 \text{ KN/m}$$

***Calcul des moments:** $M_0 = q_{ueq} \frac{l^2}{8} = 12.44 \times \frac{4.15^2}{8} = 26.78 \text{ KN.m}$

Moment sur Appui : $M_{0A}=M_{0B}=0,30 \times M_0 = 0,3 \times 26.78=8.03 \text{ KN.m}$

Moment sur travée : $M_{0t} 0,85M_0=0,85 \times 26.78 =22.76 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants

$T_u = q_{ueq} \left(\frac{l}{2}\right) = 12.44 \times \frac{4.15}{2} = 25.81 \text{ KN}$

• **ELS :**

$q_{ueq} = \frac{(q_{U2} \times 1,58) + (q_{u1} \times 2,57)}{1,58 + 2,57} = \frac{(7.37 \times 1,58) + (9.91 \times 2,57)}{4,15} = 8.94 \text{ KN / m}$

***Calcul des moments:** $M_0 = q_{ueq} \frac{l^2}{8} = 8.94 \times \frac{4.15^2}{8} = 19.24 \text{ KN.m}$

Moment sur Appui : $M_{0A}=M_{0B}=0,30 \times M_0 = 0,3 \times 19.03=5.77 \text{ KN.m}$

Moment sur travée : $M_{0t} 0,85M_0=0,85 \times 19.03=16.35 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants

$T_s = q_{ueq} \left(\frac{l}{2}\right) = 8.94 \times \frac{4.15}{2} = 18.55 \text{ KN}$

	P_{eq} (KN/ml)	M_o (KN.m)	M^a = 0.3 M_o	M^t = 0.85 M_o	T_u (KN)
ELU	12.44	26.50	8.03	22.76	25.81
ELS	8.94	19.24	5.77	16.35	18.55

Tableau III.4 moments des escaliers aux états limites.

III.3.3.Ferrailage :

$b = 1.00 \text{ m}, d = 0.13 \text{ m}, \sigma_b=14.20 \text{ MPa}, \sigma_s=348 \text{ MPa}.$

a) En travée : $M_t = 22.76 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 .\delta_b} = \frac{22.76 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.2} = 0.094$

$\mu = 0.094 < \mu_1=0.392 \Rightarrow A_s' = 0$ (pas des aciers comprimés).

$$\mu = 0.094 \Rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{22.76 \times 10^6}{0.951 \times (130) \times 348} = 529,01 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 5.29 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 5\text{HA}12 / \text{ml}$

Espacement : $St = 20 \text{ cm}$

b) En appuis : $Ma = 8.03 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \delta_b} = \frac{8.03 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.2} = 0.033$$

$\mu = 0.033 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$ (pas des aciers comprimés).

$$\mu = 0.033 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{8.03 \times 10^6}{0.983 \times (130) \times 348} = 180,93 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 1.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 5\text{HA}10/\text{ml}$

Espacement : $St = 20 \text{ cm}$.

c) Les armatures de répartition :

Selon l'article de BAEL91 :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

1) En travée :

$$A_r = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 4\text{HA}8/\text{ml}$

Avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

2) En appuis :

$$A_r = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 4\text{HA}8/\text{ml}$

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

d) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e$$

$$F_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = (0.23 \times 1000 \times 130 \times 2.1) / 400 = 156.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

1) en travée :

$$A = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

2) en appuis :

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

III.3.4.Vérification de l'espacement des barres :

1- Les armatures principales :

$$S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) \quad S_t \leq 33\text{cm}.$$

On prend $S_t = 20\text{cm}$.

2- Les armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) \quad S_t \leq 33 \text{ cm}.$$

On prend $S_t = 25\text{cm}$.

III.3.5.Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V \max}{bxd} \quad \tau_u = \frac{V \max}{bxd} = \frac{T \max}{bxd} = \frac{25.81}{1 \times 0.13} = 198,53 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0.198 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}).$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots (\text{C.V.}).$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification à l'état limite de service :**

a) Position de l'axe neutre :

$$(1/2) by^2 + 15A_s'(y-c) - 15A_s(d-y) = 0 \quad (A_s' = 0)$$

$$(1/2) by^2 - 15A_s(d-y) = 0$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2; d = 13 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y = 3.90 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s \cdot (d-y)^2$$

$$I = 8995.5 \text{ cm}^4$$

c) Vérification des contraintes :

$$M_{\text{ser}} = 0.85M_{0s} = \mathbf{16.35 \text{ KN.m}}$$
 (en travée).

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{16.35 \times 10^5}{8995.5} = 181.8 \text{ MN / m}^3$$

La contrainte du béton:

$$\sigma_b = Ky = 181.8 \times 0.039 = 7.08 \text{ MN/m}^2 = 7.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7.08 \text{ MPa} < \overline{\delta}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots (\text{C.V.})$$

C. La contrainte d'acier:

$$\sigma_s = 15K(d-y) = 15 \times 181.8(0.13-0.039) = 248.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 248,08 \text{ MPa} < \overline{\delta}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

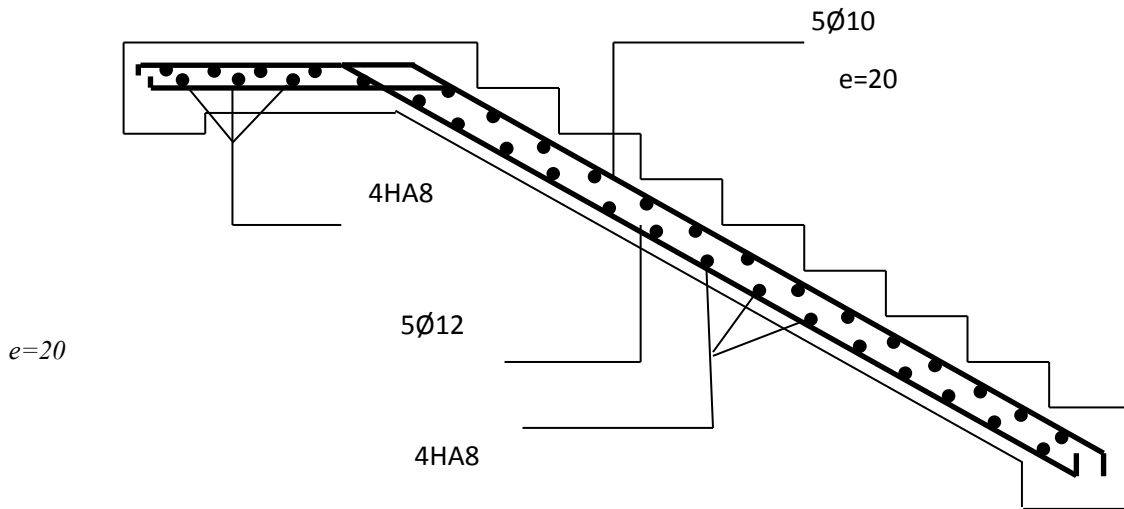


Figure III.6. Schéma de ferrailage des escaliers.

III.4. La poutre palière :

La poutre palière est soumise simultanément à la flexion simple qui est due à son poids propre, et à la torsion qui est due au moment de la flexion sur l'appui au niveau du palier de repos.

III.4.1. Evaluation des charges :

Poutre palière de section (30 x 40)

-Palier de repos :

$$G_2 = 4.87 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

- Paillasse :

$$G_3 = 7,41 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2 \quad :$$

La poutre de palier est placée à l'extrémité du palier son rôle consisté à prendre :

- poids propre : $G_{p,p} = 0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$
- charge ramenée par paillasse (volée) : $G_{paillasse} = 7,41 \times 0,53 = 3,92 \text{ KN/ml}$
- charge ramenée par palier : $G_{palier} = 4,87 \times 1,37 = 6,67 \text{ KN/ml}$
- charge ramenée du mur extérieur: $G = 3,86/2 = 1,93 \text{ KN/ml}$

$$G_T = 15,52 \text{ KN/ml}$$

$$\bullet \quad Q_T = 2,50 \times 1,9 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

Pondérations des charges:

$$E.L.U : Q_u = 1.35G_T + 1.5Q_T = 1.35 \times 15,52 + 1.5 \times 4,75 = 28,08 \text{ KN/ml}$$

$$E.L.S : Q_s = G_T + Q_T = 15,52 + 4,75 = 20,27 \text{ KN/m}$$

III.4.2. Calcul des moments:

➤ Moment statique maximal :

E.L.U :

$$M_{u0} = Q_u L^2 / 8 = 28,08 \times (4,15)^2 / 8 = 60,45 \text{ KN.m.}$$

E.L.S:

$$M_{s0} = Q_s L^2 / 8 = 20,27 \times (4,15)^2 / 8 = 43,63 \text{ KN.m.}$$

➤ Répartitions des moments:

a/Moment sur travée:

$$M_t = 0.85M_0 ;$$

E.L.U :

$$M_{t,u} = 51,38 \text{ KN.m.}$$

E.L.S :

$$M_{t,s} = 37,08 \text{ KN.m.}$$

b/Moment en appui :

$$M_a = 0.3M_0 ;$$

E.L.U :

$$M_{a,u} = 18,13 \text{ KN.m.}$$

E.L.S:

$$M_{a,s} = 13,08 \text{ KN.m.}$$

III.4.3. Calcul des efforts tranchants:

$$V = \frac{Q_u \cdot L}{2}$$

$$V = 58.26 \text{ KN}$$

III.4.4. Ferrailage de la poutre palière:

Calcul de la poutre palière à la flexion :

a) En travée :

$$b = 30 \text{ cm}, d = 37 \text{ cm}, \sigma_b = 14.20 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \delta_b} = \frac{51,38 \times 10^6}{300 \times (370)^2 \times 14.2} = 0.088$$

$$\mu_t = 0.088 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas des aciers comprimés).}$$

$$\mu = 0.088 \Rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{51.38 \times 10^6}{0.954 \times (370) \times 348} = 418,27 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 4.18 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$ AS=3HA14

III.4.5. Condition de non fragilité:

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1.34 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \geq A_{s \min} \dots\dots\dots \text{cv}$$

a) En appuis :

$$\mu_t = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \delta_b} = \frac{18,13 \times 10^6}{300 \times (370)^2 \times 14.2} = 0.031$$

$$\mu_t = 0.031 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas des aciers comprimés).}$$

$$\mu = 0.031 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{18,13 \times 10^6}{0.984 \times (370) \times 348} = 143,09 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 1,43 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 3\text{HA}12$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1.34 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \geq A_{s \min} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.4.6. Vérification à l'ELS :

a) En travée :

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15 A y_{ser} - 15 A d = 0$$

$$15 y_{ser}^2 + 15(4.62) y_{ser} - 15(4.62 \times 37) = 0$$

$$15 y_{ser}^2 + 69.3 y_{ser} - 2564.1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 398.3$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 10,96cm.$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

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

$$\Rightarrow I = 60156,37 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- **Contrainte maximale de compression de béton:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 6,75MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 6,75MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots cv$$

- **Contrainte maximale de traction des aciers:**

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 240,76MPa < 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots cv$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots cv$$

b) Sur appuis :

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'c + Ad) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad = 0$$

$$15 y_{ser}^2 + 15(3.39)y_{ser} - 15(3.39 \times 37) = 0$$

$$15 y_{ser}^2 + 50,85 y_{ser} - 1881,45 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 339,81$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 9,63cm.$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 41006,93 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- **Contrainte maximale de compression de béton:** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 3,07MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 1,9MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots cv$$

- **Contrainte maximale de traction des aciers:**

$$\bar{\sigma}_s = f_e$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 130,95 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad 130,95 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.4.8. Vérification de la flèche :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{415} = 0,0963 > 0,062 \dots\dots\dots \text{cv} ;$$

$$* A \leq \frac{4,2bd}{f_e} = 3,49 \text{ cm}^2 \leq \frac{4,2 \times 30 \times 37}{400} = 11,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} ;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M0} = 0,096 > 0,084 \dots\dots\dots \text{cv}.$$

On résulte que les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.9. Calcul de la poutre palière à la torsion :

$$\tau_t = \frac{M_{t \max}}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$\text{Avec : } e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ m}$$

$$\Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

Le couple de torsion est : $C = Vu \times 0,1 = 58,26 \times 0,1 = 5,82 \text{ KN}$

Le moment de torsion est : $M_t = C \frac{L}{2} \Rightarrow M_t = 5,82 \frac{4,15}{2} = 12,08 \text{ KN.m}$

$$\tau_t = \frac{12,08}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 0,30} = 230,09 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow \tau_t = 0,230 \text{ MPa}$$

III.4.10. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{58,26 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,40} \Rightarrow \tau_U = 0,485 \text{ MPa}$$

$$\tau_U^2 + \tau_t^2 = (0,485)^2 + (0,230)^2 = 0,288 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U^2 = (3,3)^2 = 10,89 \text{ MPa}$$

• Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{U \times \tau_t}{\sigma_s}$$

Périmètre : $U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$

$$A_l = \frac{1208 \times 120 \times 10}{2 \times 348 \times 875} = 2,38 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A = 4 \text{ HA } 12 = 3,3 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{12,08 \times 10^3}{2 \times 875 \times 348} = 0,0198 \text{ cm}^2$$

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_v + \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_t \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{12,08}{16} \right] + [0,0198] = 0,774 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : Le diamètre d'armature.

On adopte un espacement de **15cm**

Donc : on prend **4HA8** avec : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

III.4.11. Schéma de ferrailage:

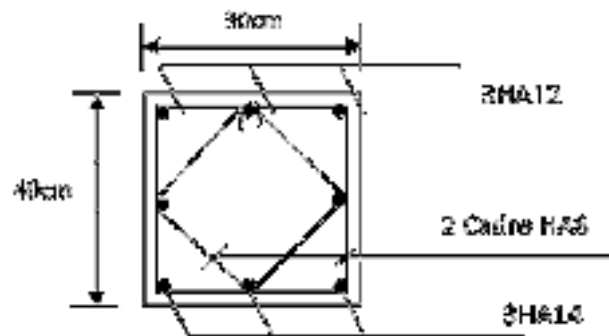


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5.LES PLANCHERS

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

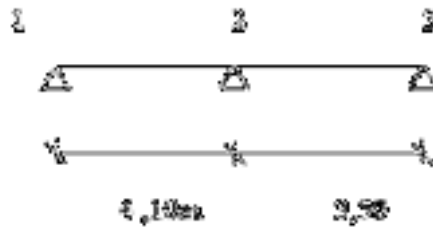
Dans notre étude, on a choisit des planchers en corps creux dont les entrevous s'appuient sur les poutrelles (nervures) les quelles reposent sur les poutres principales, l'ensemble est solidarisé par une dalle de 4 cm d'épaisseur et armée par du treillis soudé.

a)Plancher a corps creux :

Ce type de plancher est largement utilisé dans les constructions civiles, surtout dans les bâtiments a usage d'habitation.

Il se compose d'un corps préfabriqué en béton ou en céramique appelé «corps creux », D'un ensemble de nervures et d'une dalle de compression en béton arme appelée « hourdis »**On a 8 types des nervures :**

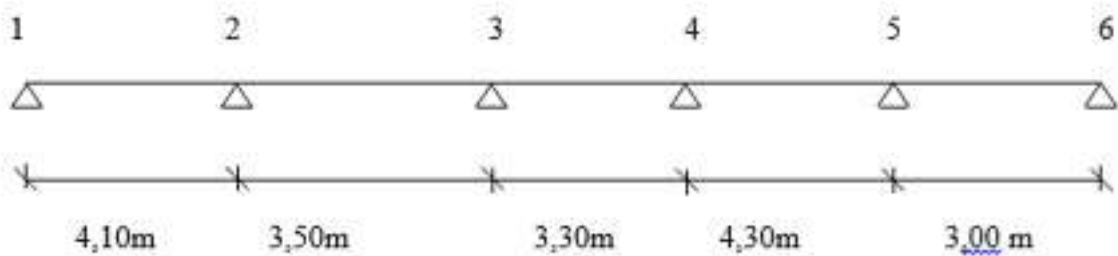
Nervure type 1:



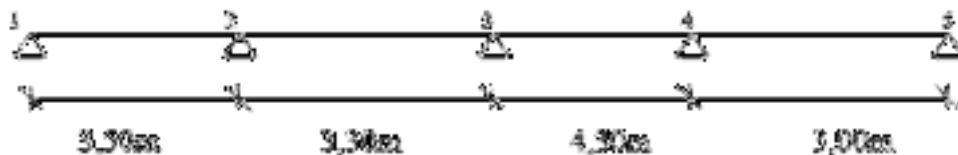
Nervure type 2:



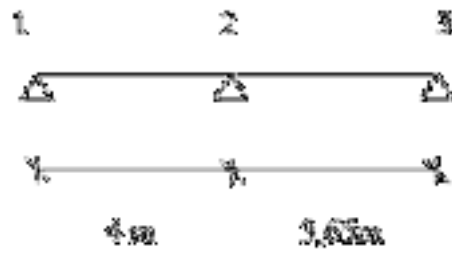
Nervure type 3:



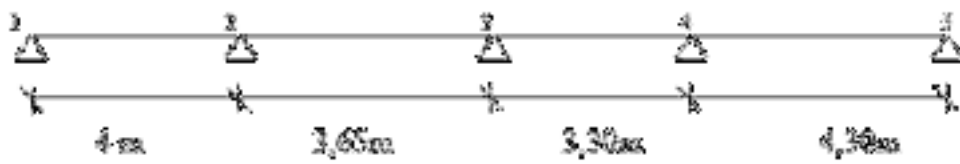
Nervure type 4:



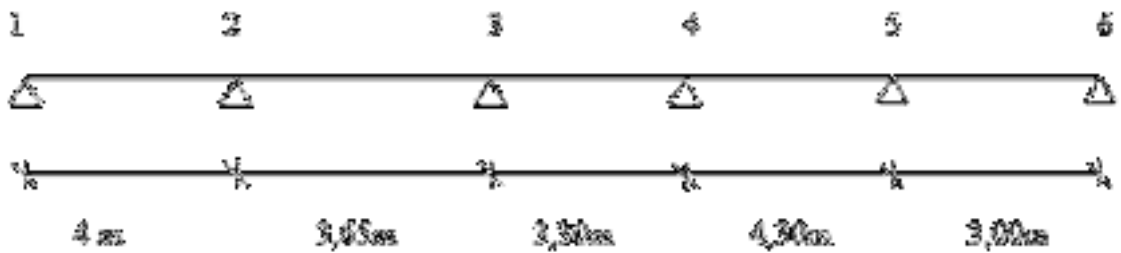
Nervure type 5:



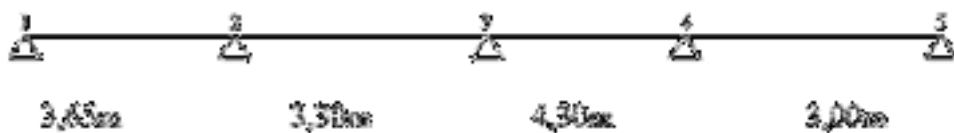
Nervure type 6:



Nervure type 7:



Nervure type 8:



Les différents types des nervures.

- **Type 1 :**

- **Méthode de calcul :**

Le règlement BAEL91 propose des méthodes de calculs pour les planchers :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de caquot.

III.5.1.Méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable lorsque les conditions suivantes sont vérifiées :

1) La charge d'exploitation est dite modérer c.à.d
 $Q \leq (2 G, 5 \text{ KN/m}^2)$

❖ $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2, G_{\text{terrasse}} = 6.53 \text{ KN/m}^2$
 $Q_{\text{terrasse}} = 1 < (1.306, 5 \text{ KN/m}^2) \dots \dots \dots \Rightarrow (C.V)$

❖ $Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2, G_{\text{étage}} = 5.4 \text{ KN/m}^2$
 $Q_{\text{terrasse}} = 1.51.5 \text{ KN/m}^2 < (10.4, 5 \text{ KN/m}^2) \dots \dots \dots \Rightarrow (C.V)$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées $\Rightarrow (C.V)$.

3) Les portiers successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left. \begin{matrix} l_i = 4.10m \\ l_{i+1} = 3.50m \end{matrix} \right\} \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.10}{3.50} = 1,17 \Rightarrow 0.8 < 1 < 1.25 \Rightarrow (C.V)$$

4) La fissuration considérée comme Peu préjudiciable $\Rightarrow (C.N.V)$.

- Donc on ne peut pas appliquer la méthode forfaitaire.

Principe de la méthode :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appuis , fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment , M_0 le moment dans la travée de

comparaison c'est-à-dire dans la travée indépendant de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges .

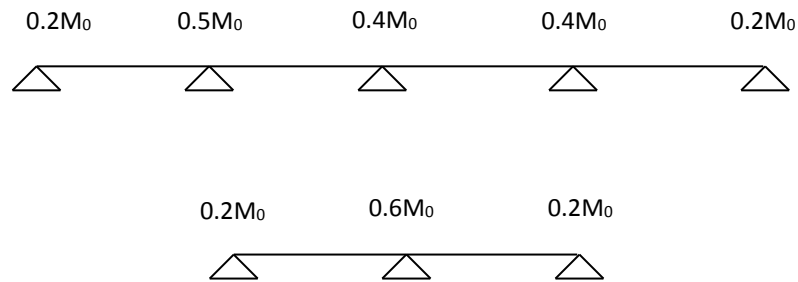
- M_0 : moment max dans la travée de comparaison
- M_w, M_e : les valeurs max sur les appuis respectivement gauche et droite de la travée
- M_t : moment max en travée

Les valeurs de M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

Et $\alpha = \frac{Q_B}{G + Q_B}$

- Pour une travée intermédiaire $M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2}$
- Pour une travée de rive $M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2}$



Les efforts tranchants

$$V = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l_i}$$

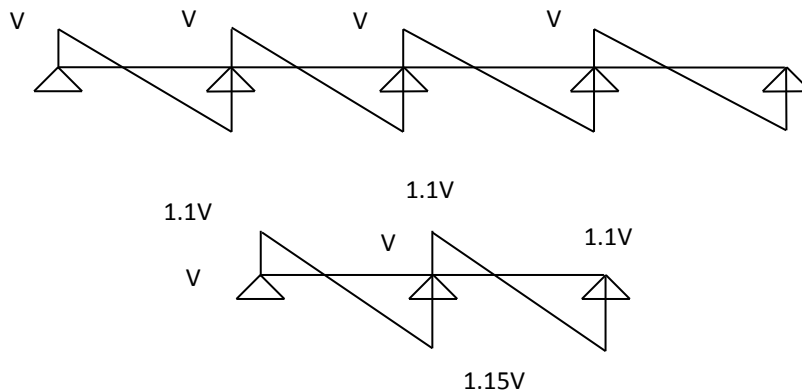
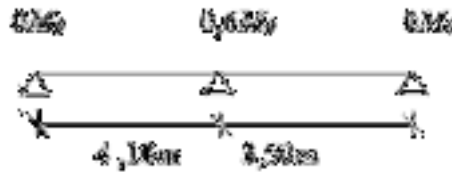
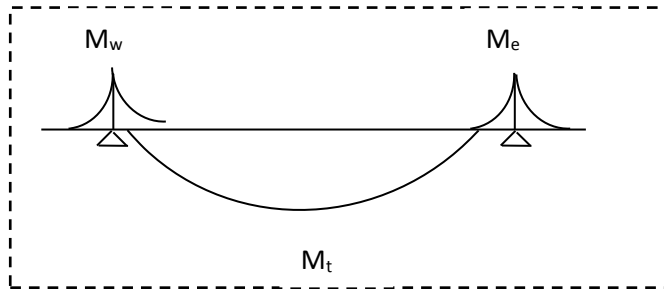


Figure III.8. : Diagramme des efforts tranchants

III.5.1.1.Plancher Terrasse :

Type 1



Evaluation des charges et surcharges :

Plancher terrasse	
Charges permanentes	$6,53 \times 0,65 = 4,24 \text{ KN/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$1 \times 0,65 = 0,65 \text{ tKN/ml.}$
Plancher étage courant	
Charges permanentes	$5,4 \times 0,65 = 3,51 \text{ KN/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml.}$

Tableau III.5.Evaluation de charge et surcharge des planchers

• Combinaison de charges :

Plancher terrasse	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,70 \text{ KN/ml.}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 4,89 \text{ KN/ml.}$
Plancher étage courant	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,20 \text{ KN/ml.}$

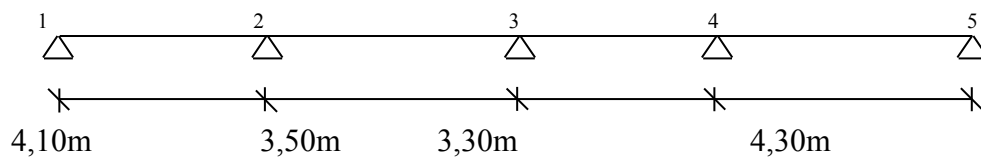
ELS	$q_{ser} = G+Q = 4,49 \text{ KN/ml.}$
-----	---------------------------------------

Tableau III.6. Combinaison de charge

Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées

III.5.1.2. Plancher terrasse:

-Nervure type 2 :



$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,10}{3,50} = 1,17 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{L_{i+2}}{L_{i+3}} = \frac{3,30}{4,30} = 0,76 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{L_{i+1}}{L_{i+2}} = \frac{3,50}{3,30} = 1,06 \dots\dots\dots \text{CV}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, c'est à dire:

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,30}{4,30} = 0,76 < 0,8 \text{ nous utilisons alors la méthode de Caquot.}$$

III.5.2. La méthode de CAQUOT :

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles et également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

B. Principe de la méthode :

Cette méthode, due à « Albert Caquot », repose sur la méthode des trois moments, qu'elle simplifie et corrige pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroître les moments en travée.

- De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

C. Applications de la méthode :

Soit l'appui « i » d'une poutre continue, entourer par les deux travées Ouest (w) et Est (e) de longueurs respectives L_w et L_e

- La charge répartie uniforme q_w et q_e .
- Des charges concentrées P_w et P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui.
- Les longueurs réduites de chaque travée L' :

$L' = L$: Pour une travée de rive.

$L' = 0,8.L$: Pour une travée intermédiaire.

III.5.2.1.Calcul des sollicitations :

- Moment sur appui:

(Travée de rive)

$$l'_1 = 4.10m$$

$$l'_4 = 4.30m$$

(Travée intermédiaire)

$$l_2 = 0,8 \times 3.50 = 2.8m$$

$$l_3 = 0,8 \times 3.30 = 2.64m$$

$$q_w = q_e = q_u = 6,70KN/ml$$

$$Ma = - \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

$$M_1 = M_5 = 0$$

$$M_{q2} = - \frac{6,70 \times (4,10^3 + 2,8^3)}{8,5 \times (4,10 + 2,8)} = 10,38KN.m$$

$$M_{q3} = - \frac{6,70 \times (2,8^3 + 2,6^3)}{8,5 \times (2,8 + 2,6)} = 5,84KN.m$$

$$M_{q4} = -\frac{6,70 \times (2,6^3 + 4,3^3)}{8,5 \times (2,6 + 4,3)} = 11,12 \text{KN.m}$$

Effort tranchant et le moment en travée :

$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{l} - \frac{ql}{2}$$

$$T_e = \frac{(M_w - M_e)}{l} + \frac{ql}{2}$$

$$M_t(x) = -q \frac{x^2}{2} - (V_w x + M_w) \quad \text{Avec : } x = \frac{-V_w}{q}$$

$$M_t(2,42) = -6,7 \frac{2,42^2}{2} - (16,26(2,42) + 0)$$

$$M_t(2,42) = 19,72 \text{KN.m}$$

$$M_t(1,55) = -6,7 \frac{1,55^2}{2} - (10,34(1,55) + 10,38)$$

$$M_t(1,55) = 18,35 \text{KN.m}$$

x : L'abscisse à partir de L'appui gauche (w)

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w, M_e) : Valeurs des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives l'_w à gauche et à droite avec :

$l' = 1$ Pour une travée de rive.

$l' = 0,81$ Pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

Travées		1-2	2-3	3-4	4-5	
Longueur réelle (l)		4.10	3.50	3.30	4.30	
Longueur réduite (l')		4.10	2.8	2.64	4.30	
Appuis		1	2	3	4	5
l _w (m)		0	4.10	2.8	2.64	4.30
l _e (m)		4.10	2.8	2.64	4.30	
Sur appuis	M _u (KN. m)	0	10.38	5.84	11.12	0
	M _{ser} (KN. m)	0	7.57	4.26	8.11	0
ELU	V _w (KN)	16,26	10,34	12,65	13,74	
	V _e (KN)	11,2	13,03	9,45	17,00	
x (m)		2,42	1,55	1,75	2,05	
En travée	M _u (KN.m)	19,72	18,35	17,02	25,21	
	M _{ser} (KN.m)	16,53	15,35	13,72	19,91	

Tableau III.7 Moment en travée de la poutrelle à 4 travées

Terrasse :

Type	M _{a.u} ^{max} (KN. m)	M _{a.ser} ^{max} (KN. m)	M _{t.u} ^{max} (KN. m)	M _{t.ser} ^{max} (KN. m)	V _u ^{max} (KN)
1	8,05	6,77	-11,50	-9,16	13,28
2	11,12	8,11	25,21		17,00
3	7,92	-5,08	6,55	5,74	12,31
4	7,92	-5,97	-7,81	6,25	14,45
5	6,11	-6,55	-8,96	4,46	10,34
6	10,30	-8,15	-11,9	8,05	14,40
7	7,92	-5,30	-7,81	6,21	14,40
8	7,92	-5,08	-7,51	5,74	12,31

Tableau III.8 Moment sur appuie et sur travée

Etage :

Type	M _{a.u} ^{max} (KN. m)	M _{a.ser} ^{max} (KN. m)	M _{t.u} ^{max} (KN. m)	M _{t.ser} ^{max} (KN. m)	V _u ^{max} (KN)

1 :Mf	7,82	-7,11	-10,75	6,03	12,42
2 :MC	9,41	-8,27	-	9,41	15,71
			10,28		
3 :MC	7,35	-5,13	-7,10	5,97	13,35
4 :Mf	7,58	-5,97	-6,59	7,92	13,38
5 :MC	7,82	-7,77	-9,65	5,62	15,11
6 :MC	9,62	-8,27	10,28	6,93	15,71
7 :MC	-7,10	5,74	7,58	5,91	13,35
8:MC	7,58	-5,7	-6,95	6,21	13,35

Tableau III.9. Efforts maximaux sur appuis et en travées.

$M_{a.u}^{max}$ (KN. m)	$M_{a.ser}^{max}$ (KN. m)	$M_{t.u}^{max}$ (KN. m)	$M_{t.ser}^{max}$ (KN. m)	V_u^{max} (KN)
11,12	8,11	25,21	15,25	17,00

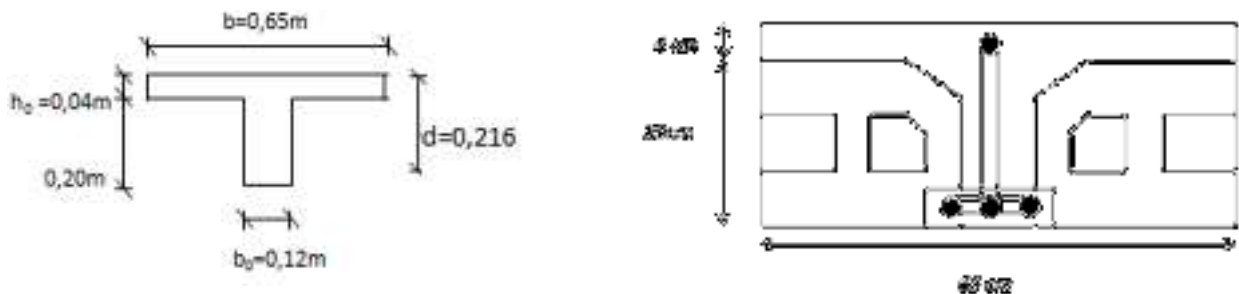


Figure III.9 : Géométrie des nervures

III.5.2.2.Ferrailage des nervures :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux sur appuis et en travées.

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles du BEAL91 :

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

a. Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25$ Mpa.

$$f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa.}$$

- Aciers : $\sigma_{st} 348$ Mpa.

\Rightarrow **En travée :**

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot [d - (h_0/2)].$$

$$= 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times [0,216 - (0,04/2)] = 0,0724 \text{ MN.m}$$

$$M_{Ut} = 72,4 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 25,21 \text{ KN.m} < M_{tu} = 72,4 \text{ KN.m}$$

« Alors l'axe neutre est dans la table ».

En calcul comme une section rectangulaire (b x h) avec : b = 0,65 m et h = 0,24 m.

$$\mu_{bu} = M_t / b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 25,21 \cdot 10^{-3} / 0,65 \times (0,216)^2 \times 14,2 = 0,0585.$$

$$\text{On a : } \mu_{lu} = 0,392.$$

$$\text{Alors : } \mu_{lu} = 0,392 > \mu_{bu} = 0,0585.$$

Pas d'armatures comprimées ($A' = 0$).

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4 \mu_{bu}) = 0,216 (1 - 0,4 \times 0,0585).$$

$$Z_b = 0,21 \text{ m.}$$

$$A_t = M_t / Z_b \cdot (f_c / \gamma_s) = 25,21 \cdot 10 / 0,21 \times 384 = 3,43 \text{ cm}^2.$$

En appuis :

$$M_a = 11,12 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = M_a / b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 11,12 \cdot 10^{-3} / 0,12 \times (0,216)^2 \times 14,2 = 0,139.$$

$$\text{Alors : } \mu_{lu} = 0,392 > \mu_{bu} = 0,139.$$

Pas d'armatures comprimées ($A' = 0$).

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4 \mu_{bu}) = 0,216 (1 - 0,4 \times 0,139).$$

$$Z_b = 0,203 \text{ m.}$$

$$A_a = M_a / Z_b \cdot (f_c / \gamma_s) = 11,12 \cdot 10 / 0,203 \times 384 = 1,56 \text{ cm}^2.$$

III.5.2.3.Vérification :

- **Condition non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Sur appui } A_{min} = 0,23 \times 0,12 \times 0,22 \times \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,31 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

$$2\text{HA}10 A_t = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur travée } A_{min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,22 \times \frac{2,1}{400} = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,43 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifie}$$

$$2\text{HA}12 + 1\text{HA}14 \longrightarrow A_t = 3,08 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications a E L S:**

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

En Travée:

✓ **Position de l'axe neutre ($A' = 0$)**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A' \times c + A \times d) = 0 \quad \text{et on a } : A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15 Ad = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 15(3.08) y_{ser} - 15(3.08 \times 21,6) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 46,2 y_{ser} - 997,92 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 360,17$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 04,83 \text{ cm}$$

• **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 13017,36 \text{ cm}^4$$

• **Contraintes maximale de compression de béton:** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{19,91 \times 10^3}{13017,36} \times 4,83 = 7,83 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 07.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

• **Contraintes maximale de traction des aciers:** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{15 \times 19,91 \times 10^3}{13017,36} \times 4,83 = 110,81 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 110,8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 347.82$$

- **Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U):**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

($T_U^{max} = 17 \text{ KN}$). Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$M_U / b d^2 f_{bu} = 0,198$$

$$\tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa}\right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} = (17 / 0.65 \times 0.216) = 0,121 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,121 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

Vérification de la flèche:

Les règles C.B.A 93 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$; $\Rightarrow \frac{24}{430} = 0.055 \leq 0.044 \dots\dots\dots \text{cv}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$; $\Rightarrow \frac{24}{430} = 0.055 \leq \frac{25,61}{10 \times 23.80} = 0.165 \dots\dots\dots \text{cv}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e}$; $\Rightarrow \frac{3.8}{65 \times 21,6} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0027 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{cv}$

Sur appui:

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

✓ **Position de l'axe neutre ($A' = 0$)**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A' \times c + A \times d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15Ad = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 15(1,57) y_{ser} - 15(1,57 \times 21,6) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 23,55 y_{ser} - 508,68 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 61,22$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 0,57 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 6640,08 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes maximale de compression de béton:** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{8,11 \times 10^3}{6640,08} \times 0,57 = 0,69 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,69 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

- **Contraintes maximale de traction des aciers:** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{15 \times 8,11 \times 10^3}{6640,08} \times 0,57 = 79,8 MPa \Rightarrow \sigma_s = 10,44 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 347,82$$

b. Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min \left\{ \left\{ \frac{h}{3}, \frac{b_0}{10}, \phi \right\} = \left\{ \frac{240}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right\} \right\}$$

$$\phi_t \geq 6,85 mm$$

On prend $\Phi_t = 8 mm \Rightarrow 3\Phi 8 = 7,54 mm$.

c. Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 cm) = \min (0,9 \times 21,6 = 19,44 ; 40 cm).$$

$S_t \leq 21,6 cm$ on prend = 20 cm.

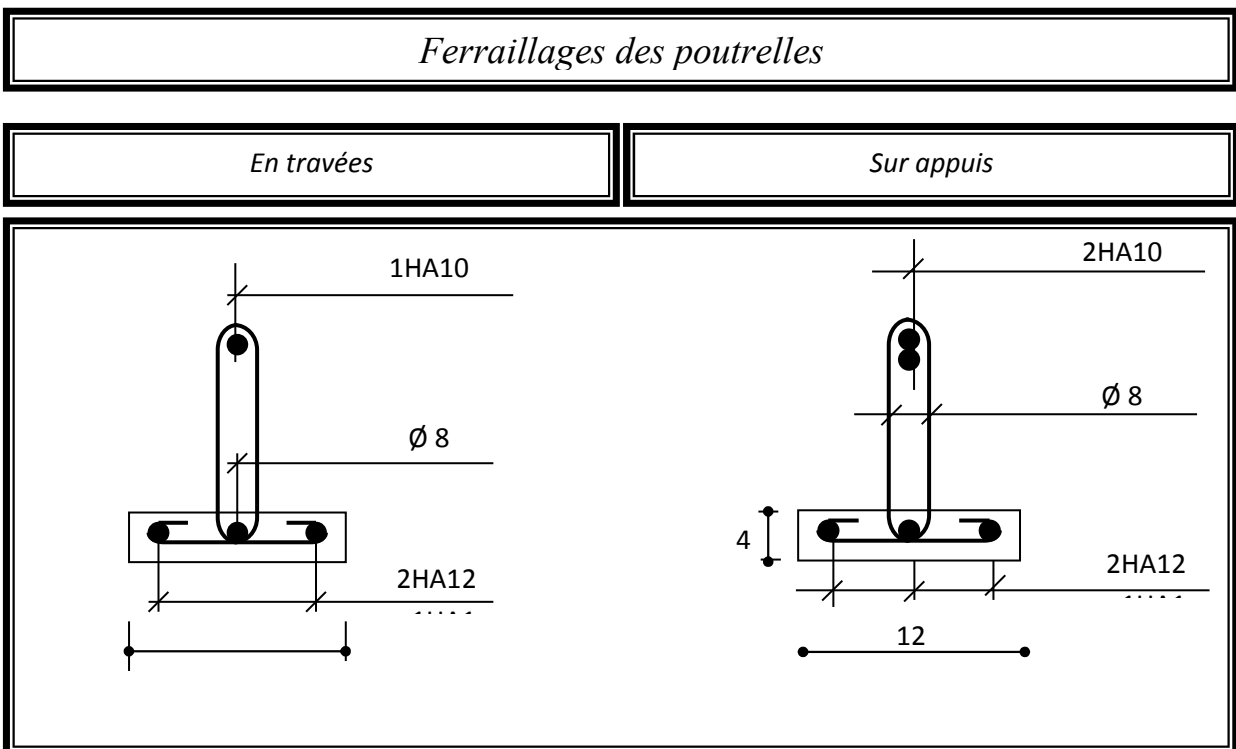


Figure III.10. Ferraillages des poutrelles

III.5.3. Ferraillage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treille soudée (BEAL 91 B.6.8.4)

-Les conditions suivantes doivent être respectés :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68.BAEL91) comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Avec :

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

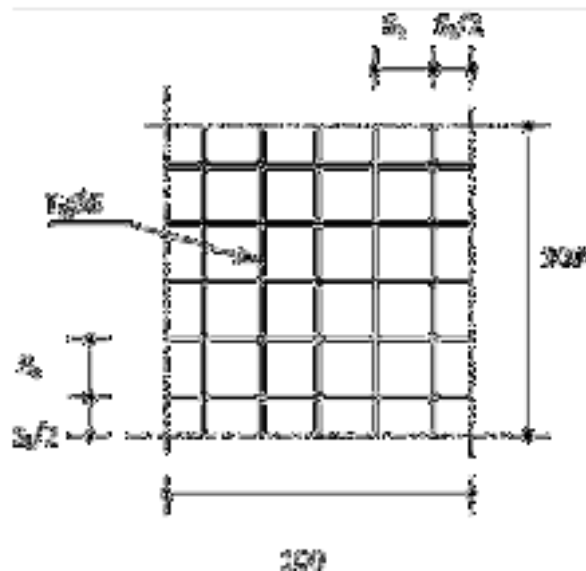


Figure III.11: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_e = 400 \text{ MPa}$ 'quadrillage de T.S.TIE 520.

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / m_1$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_i = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

et $S_i = 20 \text{ cm}$.

III.6. Ascenseur:

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

Description de l'ascenseur :

- **Cabine** : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à Transporter

- **Gaines** : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.

- **Palier** : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau

- **Cuvette** : Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.

- **Hauteur libre** : Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.

- **local des machines** : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

Caractéristiques de l'ascenseur :

- **Nombre de passagers** :

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

$$n = \frac{\text{Charge nominale}}{75} \rightarrow \frac{630}{75} = 8,47.$$

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

$L = 135 \text{ cm}$: Longueur de l'ascenseur.

$L_r = 110 \text{ cm}$: largeur de l'ascenseur

$H = 220 \text{ cm}$: Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 104 \text{ KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 82 \text{ KN}$ Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15 \text{ KN}$ Charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{personne}} = 6,3 \text{ KN}$ La charge nominale.

$V = 1,00 \text{ m/s}$: La vitesse.

III.6.1. Etude de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges Important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a : $L_x=150\text{cm}$, $L_y = 170 \text{ cm}$, $S=1.5 \times 1.7= 2.55\text{m}^2$

Soit alors son épaisseur est **$e=15\text{cm}$**

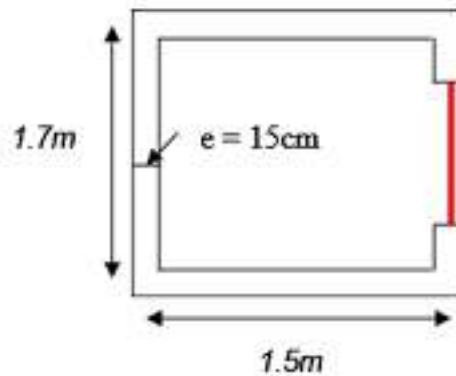


Figure III.12. Dalle de la cage d'ascenseur

III.6.2. Evaluation des charges et surcharges:

$G_1= 25 \times 0.2 = 5\text{KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé.

$G_2= 25 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$: Poids de revêtement en béton.

$G'=G_1+G_2= 6.1 \text{ KN/m}^2$

$G=\frac{Fc}{S} = \frac{201}{2.55} = 40\text{KN/m}^2$

$G_{\text{totale}}=G+G'=46.1\text{KN/m}^2$

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

III.6.2.1. Cas de charge repartie :

- A l'ELU

- Calcul les sollicitations :

$P_u=1.35G+1.5Q$

$P_u= 1.35 (46.1) + 1.5 (1)$

$P_u=63.735\text{KN.m}$

$P_s=G+Q$

$P_s=46.1+1$

$P_s=47.1\text{KN.m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.7} = 0.88$$

$= 0,88 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens

$$M_{OX}^U = \mu_x \times P_u \times l_x^2$$

$$M_{OX}^S = \mu_x \times P_s \times l_x^2$$

$$M_{OY}^U = \mu_y \times M_{OX}^U$$

$$M_{OY}^S = \mu_y \times M_{OX}^S$$

Lx (m)	Ly (m)	α	ELU				ELS			
			μ _x	μ _y	M _{OX} ^U (KN.m)	M _{OY} ^U (KN.m)	μ _x	μ _y	M _{OX} ^S (KN.m)	M _{OY} ^S (KN.m)
1.5	1.7	0.88	0.0476	0.7438	6.825	5.076	0.0546	0.8216	5.786	4.753

Tableau III.11.Les moment à l'état ultime et service

• Sur Travée :

❖ Sens X-X:

$$M_{tx} = 0,85 \cdot 6.825 = \mathbf{5.8KN.m}$$

❖ Sens Y-Y:

$$M_{ty} = 0,85 \cdot 5.076 = \mathbf{4.31KN.m}$$

• Sur appuis :

❖ Sens X-X

$$M_{ax} = 0.3 \times M_x$$

$$M_{ax} = 0.3 \cdot 6.825$$

$$\mathbf{M_{ax} = 2.04KN.m}$$

❖ Sens Y-Y

$$M_{ay} = 0.3 \cdot M_y$$

$$M_{ay} = 0.3 \cdot 5.076$$

$$\mathbf{M_{ay} = 1.5228Kn.m}$$

III.6.2.2.Ferraillage de la dalle:

X-X

$$\text{Travée: } \mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \mu_{bu} = \frac{5.8 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 17} = 0.023 < 0.392 \text{ Donc } A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{1.07 \times M_{tx}}{d \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{1.07 \times 5.8 \times 10^3}{12 \times 348} = 1.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T8 = 2.01 cm²/ml**

Y-Y

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \mu_{bu} = \frac{4.31 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 17} = 0.017 < 0.392 \text{ Donc } A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{1.07 \times M_{ty}}{d \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{1.07 \times 4.31 \times 10^3}{12 \times 348} = 1.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T8 = 2.01 cm²/ml**

III.6.2.3. Vérification :

$$\Phi \leq \frac{h_t}{10} \Rightarrow \Phi \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \Phi 8 \leq 15 \text{ mm} \rightarrow \text{conditions vérifier}$$

b. La section d'armature minimale : (condition de non fragilité)

➤ Suivant lx: $A_{\min} = 0.8\%$ pour FeE400

$$A_{y, \min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ Suivant ly: $A_{x, \min} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_s = \frac{3 - 0.88}{2} \times 1.1 = 1.166 \text{ cm}^2$

c. L'espacement : $S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ m}$

En prend **S_t = 25 cm** pour les deux sens

d. Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si

$$\circ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \quad \circ \quad A_s / b \cdot d \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625, \quad \text{la première condition est vérifiée.}$$

$$\circ \quad A_s / b \cdot d \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \cdot 13} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 0.00154 < 0.005$$

Le deuxième condition est vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.6.2.2. Cas d'une charge concentré :

• **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul a l'état limite ultime

h : Epaisseur de la dalle

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

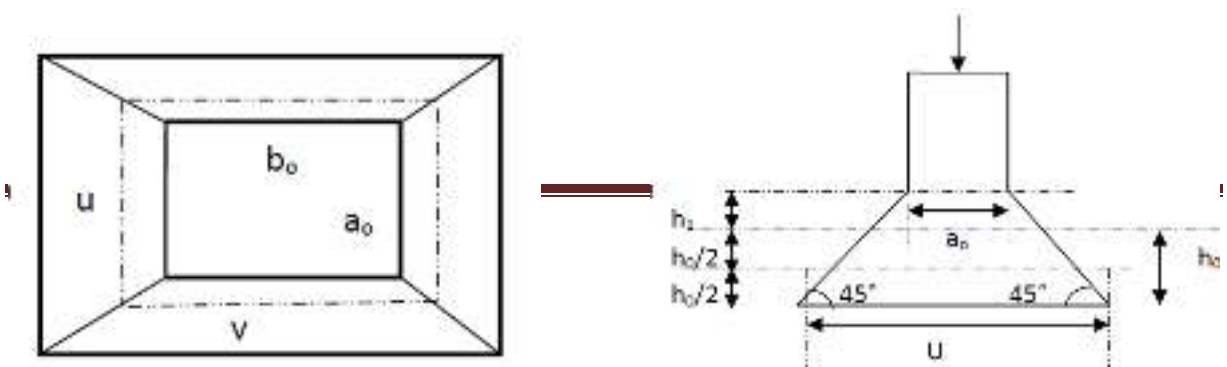


Figure III.13 Schémas représentant la surface d'impacte

On à :

$$\begin{cases} \mu = a_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \end{cases} \Rightarrow \text{pour } V=1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \\ b_0 = 80 \end{cases}$$

Avec :

$h_1 = 5\text{cm}$ Epaisseur de revêtement

$h_0 = 15\text{cm}$ Epaisseur de la dalle

$\xi = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$\begin{cases} \mu = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105\text{cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105\text{cm} \end{cases}$$

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 (105 + 105)$$

$$U_c = 420\text{cm}$$

$$Q_u = 63.735\text{KN}, \gamma_b = 1.5$$

$$63.735 \leq 0.045 \times 420 \times 15 \times 25 \times 0.1/1.5$$

$$63.735 \leq 472.5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

III.6.4.Ferraillage final :

Sens	Position	As (cm ²)	As adopté (cm ²)
X-X	Travée	1.49	4T8 (2.01)
	Appuis	0.48	4T8 (2.01)
Y-Y	Travée	1.10	4T8 (2.01)
	Appuis	0.37	4T8 (2.01)

Tableau III.11 ferraillage finale

• **Vérification a l'ELS :**

$$q_s = G_{totale} + Q = 46.1 + 1 = 47.1\text{KN/m}^2$$

on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur

○ **En travée**

Sens X-X:

$$M_{tx} = 0,85 \times 5.768 = 4.9\text{KN.m}$$

Sens Y-Y:

$M_{ty}=0,85*4.753 =4.04\text{KN.m}$

o Sur appuie :

Sens X-X

$M_{ax}=0.3*M_x=1.73\text{KN.m}$

Sens Y-Y

$M_{ay}=0.3*M_y=1.4529\text{KN.m}$

Vérification de la contrainte :

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)
Travées (x)	13.24	7000	3	1.437	15	75.48	201.64
Travées (y)	17.01	12093.7	3.9	1.3	15	65.64	201.64

Tableau III.12 vérification des contraintes

III.6.5.Schéma de ferrailage :

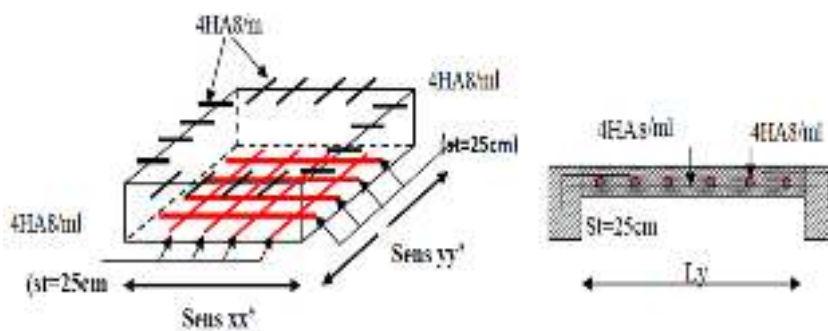


Figure III.14.Coupe A-A detail de ferrailage et le Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur

Chapitre IV :

Etude sismique

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1.Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode dynamique (modale spectrale).

IV.2.Méthode statique équivalente :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

IV.2.1.Condition d'application :

Notre bâtiment présente une régularité en élévation, avec une hauteur qui ne dépasse pas excessivement **65 m**, donc selon RPA 99 on peut appliquer la Méthode statique équivalente.

IV.2.2.Calcul de l'action sismique :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone, **A = 0.15**

Zone IIa , Groupe d'usage : 2

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

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

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

$T_2 = 0.4 \text{ sec}$, site ferme(S_2)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$$

$\zeta = 7 \%$

$\eta = 0.881$

T : période fondamentale de la structure

$$T = \min \left(C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$T_x = (C_T h_N^{3/4})$$

Avec : $C_T = 0.05$

h_n : hauteur totale de la structure

$h_n = 27.54 \text{ m}$

$$T = 0.05 \times (27.54)^{3/4} = 0.60 \text{ s}$$

On a aussi :

$$T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L}}$$

Où :

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

$$T = 0.09 \times h_N / \sqrt{L_x} \text{ avec : } L_x = 26.75 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.48 \text{ sec}$$

$$T = 0.09 \times h_N / \sqrt{L_y} \text{ avec : } L_y = 26.75 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.48 \text{ sec}$$

$0.4 \leq 0.47 \leq 3.0 \text{ sec}$ On prend : $T = 0.48 \text{ sec}$

$$\text{Donc : } D_x = D_y = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0.881 \times (0.4 / 0.48)^{2/3} = 1.95$$

R : coefficient de comportement global de la structure

$R = 3.5$

Q : facteur de qualité

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

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

Critère	P_q	
Condition minimale sur les files de contreventement	0.05	Non Observé
Redondance en plan	0.00	Observé
Régularité en plan	0.05	Non Observé
Régularité en élévation	0.05	Observé
Contrôle de la qualité des matériaux	0.00	Non Observé
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	Non Observé

Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualités

$Q = 1.25$ Donc l'effort sismique sera :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \Rightarrow V = \frac{0.15 \times 1.95 \times 1.25}{3.5} \times 19454.97 \Rightarrow V = 2032.35 \text{ KN}$$

Nombre de modes à considérer

Les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'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, où 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 de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

$K=3(N)^{1/2}$ et $T_K < 0,20$ Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

IV.3.Méthode d'analyse modale spectrale :

a- principe :

Pour cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b- Modélisation de la structure :

Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul degré de liberté en translation horizontale.

c- Spectre de réponse :

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

Pour cette étude on a utilisé le logiciel *Autodesk ROBOT Structural Analysis 2014*

d- Présentation du logiciel decalcul:

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le progiciel (groupe de logiciels) *ROBOT structural Analysis Professional 2014*

C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non-linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception international (BAEL, RPA,...).

Ce progiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser, analyser, et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par **Robot** est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principales caractéristiques du progiciel **Robot** sont les suivantes:

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet,

- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO,
- La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.),

IV.4. Modélisation de la structure:

IV.4.1. Analyse statique et dynamique :

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements

a) Analyse statique :

Elle implique la résolution de l'équation $[K] \times \{U\} = \{R\}$

Avec : $[K]$: Matrice de rigidité

$\{U\}$: Vecteur de déplacement

$\{R\}$: Vecteur de chargement

Pour chaque cas de chargement défini, le programme crée automatiquement le vecteur charge $\{R\}$ et calcul de déplacement $\{U\}$.

Chaque cas de chargement inclus :

- Le poids propre de l'élément poutre ou poteau
- Les chargements concentrés ou répartis sur les éléments de portique
- Les charges uniformes sur les éléments plaques.

b) Analyse par le spectre de réponse :

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K] \times \{U\} + [C] \times \{\dot{U}\} + [M] \times \{\ddot{U}\} = [M] \times \{\ddot{U}_s\}$$

Avec :

$[C]$: Matrice d'amortissement

$\{\ddot{U}_s\}$: Accélération du sol.

$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$: sont les déplacements, la vitesse et l'accélération la structure.

Les données précédemment calculés nous donnent un spectre d'accélérations sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

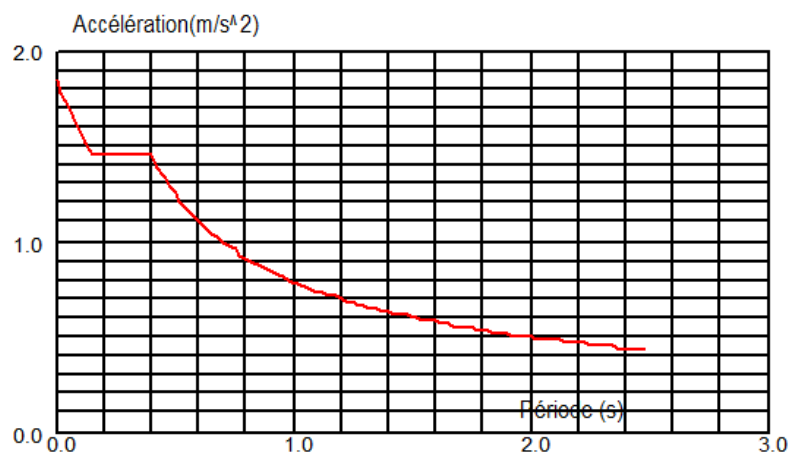


Figure IV.1 : Spectre de réponse

IV.4.2. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$ELU = 1.35 * G + 1.5 * Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \mp 1.2 * E$$

$$G + Q \mp E$$

$$0.8 * G \mp E$$

IV.4.3. Poids total de la structure "W" :

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations, d'après RPA 99

$$WT = \beta w_i$$

$$\text{Avec } W_i = W_{gi} + \beta w_{qi}$$

W_{gi} : poids due aux charges permanente

w_{qi} : charge d'exploitation

β : coefficient de pondération ($\beta = 0,2$)

Niveau	W étage (KN)
R.D.C	1755.17
1 er étage	1740.89
2 éme étage	1736.21
3 éme étage	1726.77
4 éme étage	1746.80
5 éme étage	1740.68
6 éme étage	1690.39
7 éme étage	1675.54
8 éme étage	126.39

Tableau IV.2 : Les poids de chaque niveau

IV.4.4. Les données géométriques :

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

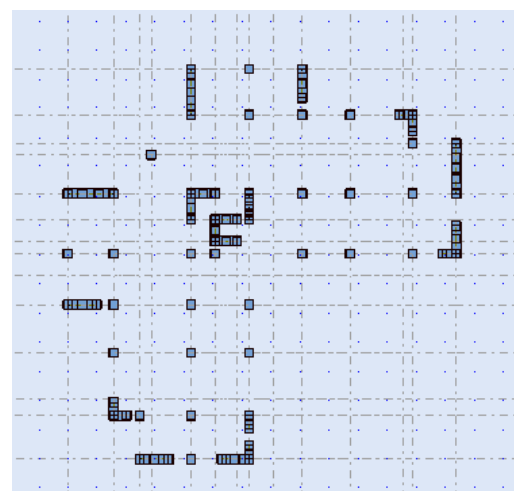


Figure IV.2 : Position des voiles

IV.4.5. Centre de torsion :

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum(I_{x_1} \times x_i)}{\sum(I_{x_1})} \\ Y_t = \frac{\sum(I_{y_1} \times y_i)}{\sum(I_{y_1})} \end{cases}$$

Avec

- X_t** : L'abscisse du centre de torsion ;
- Y_t** : L'ordonnée du centre de torsion ;
- I_{xi}** : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox) ;
- I_{yi}** : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy) ;
- x_i** : L'abscisse du centre de gravité de l'élément;
- y_i** : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

- **Pour les poteaux :**

$$\begin{cases} I_{x_i} = \frac{b \times a^3}{12} \\ I_{y_i} = \frac{a \times b^3}{12} \end{cases}$$

- **Pour les voiles:**

Les dimensions sont constantes, alors :

$$\begin{cases} I_{x_i} = \frac{b' \times L^3}{12} \\ I_{y_i} = \frac{L \times b'^3}{12} \end{cases}$$

Si $\alpha = 0$: En prend les formules précédentes.

α : l'angle d'inclinaison par rapport à l'axe globale de la structure.

Si $\alpha \neq 0$:

$$\begin{cases} I_{x_i} = I_x \times (\sin\alpha)^2 + I_y \times (\cos\alpha)^2 \\ I_{y_i} = I_y \times (\sin\alpha)^2 + I_x \times (\cos\alpha)^2 \end{cases}$$

D'après l'application de la formule(A) les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant:

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	terrasse
X _t (m)	12,13	12,16	12,17	12,18	12,15	12,16	12,14	12,06	10,09
Y _t (m)	14.68	14.65	14.65	14.65	14.65	14.65	14.52	14.90	16.50

Tableau IV.3 : Centre de torsion de chaque niveau

IV.4.6. Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_m = \frac{\sum(W_i \times x_i)}{\sum W_i} \\ Y_m = \frac{\sum(W_i \times y_i)}{\sum W_i} \end{cases}$$

Les résultats du centre de masse des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$X_m(m)$	$Y_m(m)$
RDC	17,98	13.11
1^{er} étage	17,98	13.10
2^{ème} étage	17,98	13.10
3^{ème} étage	17,98	13.10
4^{ème} étage	17,98	13.10
5^{ème} étage	17,98	13.10
6^{ème} étage	17,98	13.10
7^{ème} étage	17,98	13.11
Terrasse	8,63	18.06

Tableau IV.4: Les centres de masse de chaque

IV.4.7.Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

- Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle.

a) Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} e_{xt} = |X_m - X_t| \\ e_{yt} = |Y_m - Y_t| \end{cases}$$

Avec : X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$e_{xt} (m)$	$e_{yt} (m)$
RDC	5.85	1.57
1^{er} étage	5.82	1.55
2^{ème} étage	5.81	1.55
3^{ème} étage	5.79	1.55
4^{ème} étage	5.83	1.55
5^{ème} étage	5.82	1.55
6^{ème} étage	5.84	1.42
7^{ème} étage	5.92	1.78
terrasse	1.46	1.56

Tableau IV.5 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau

a) Excentricités accidentelles :

$$\begin{cases} e_{xa} = \max(5\% \times L_{X_{max}}; e_{xt}) \\ e_{ya} = \max(5\% \times L_{Y_{max}}; e_{yt}) \end{cases}$$

$L_x = 26.75\text{m}$

$L_y = 26.75\text{m} \rightarrow 5\% \times 26.75 = 1.33$

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$e_{xa}(m)$	$e_{ya}(m)$
RDC	5.85	1.57
1 ^{er} étage	5.82	1.55
2 ^{ème} étage	5.81	1.55
3 ^{ème} étage	5.79	1.55
4 ^{ème} étage	5.83	1.55
5 ^{ème} étage	5.82	1.55
6 ^{ème} étage	5.84	1.42
7 ^{ème} étage	5.92	1.78
terrasse	1.46	1.56

Tableau IV.6 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau

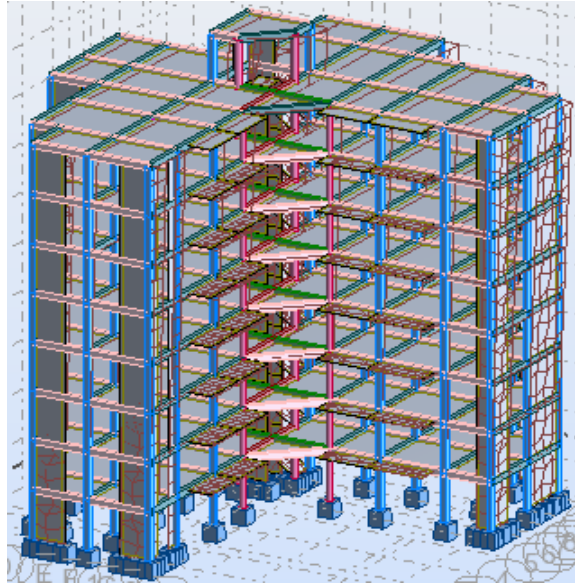
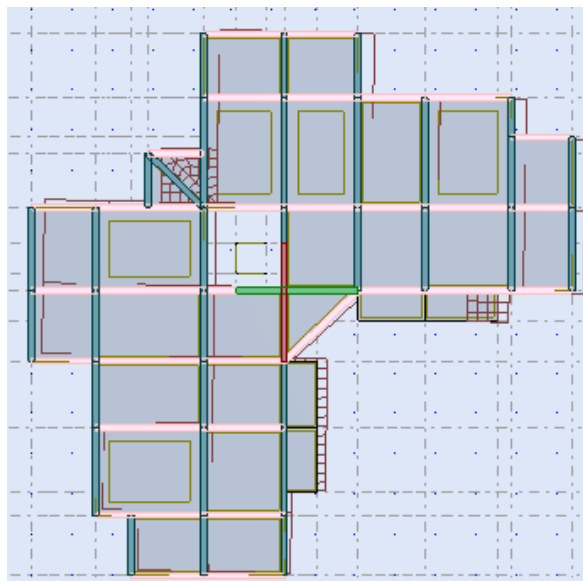
IV.5. Résultats de calcul (ROBOT)

IV.5.1. Périodes et facteurs de participation modale

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,67	0,60	63,12	2,35	Translation	63,12	2,35
2	1,93	0,52	68,05	65,65	Translation	4,93	63,30
3	2,37	0,42	72,04	71,87	Torsion	3,99	6,22
4	6,24	0,16	86,69	72,27	/	14,65	0,40
5	7,11	0,14	87,65	85,12	/	0,96	12,85
6	8,96	0,11	88,35	88,53	/	0,70	3,40
7	13,03	0,08	92,60	88,86	/	4,25	0,33
8	14,26	0,07	93,91	90,41	/	1,31	1,55
9	15,39	0,06	93,91	92,99	/	0,00	2,58
10	17,95	0,06	93,91	92,99	/	0,00	0,00

Tableau IV.7 : périodes et facteurs de participation modale

$K = 3(9)^{1/2}$; $K = 9$ modes ; $T_K = 0,06 < 0,20 \dots \dots \dots C.V$

IV.5.2. Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement:**Mode 1 :***Figure IV.3 : MODE 1 3D**Figure IV.4 : MODE 1 XY*

Mode 2 :

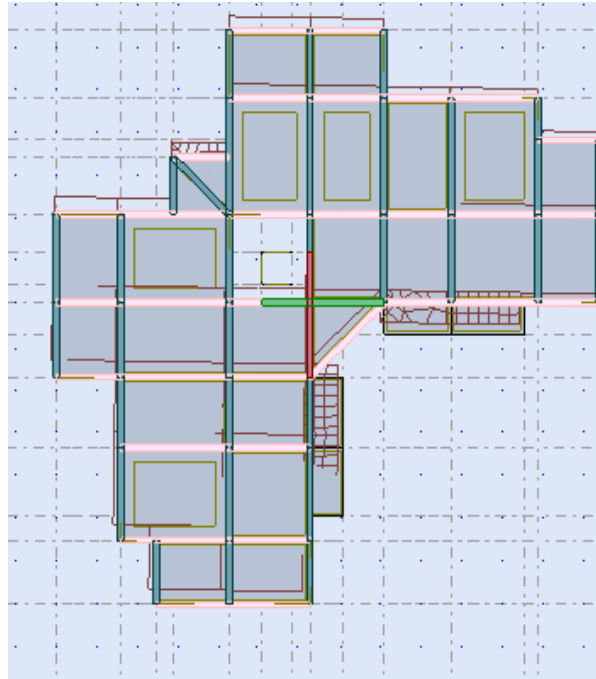
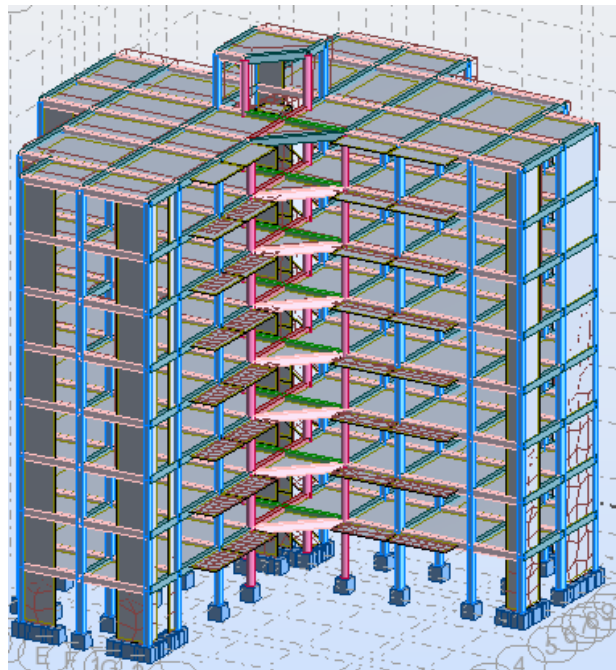


Figure IV.5 : MODE 2 XY



IV.6: MODE 2 3D

Mode 3 :

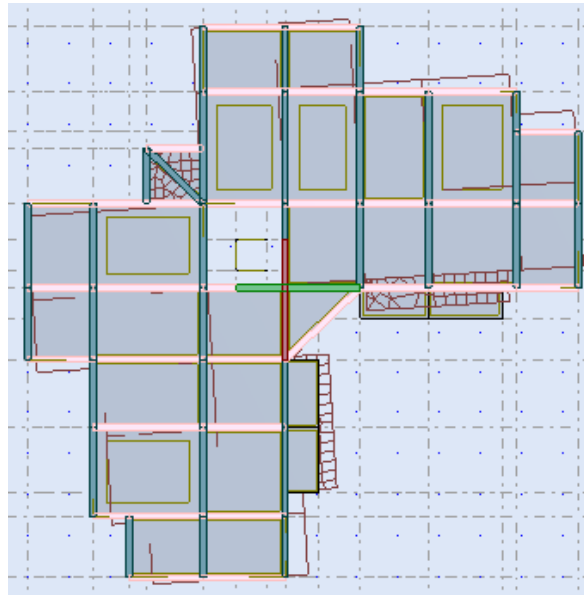


Figure IV.7 : MODE 3 XY

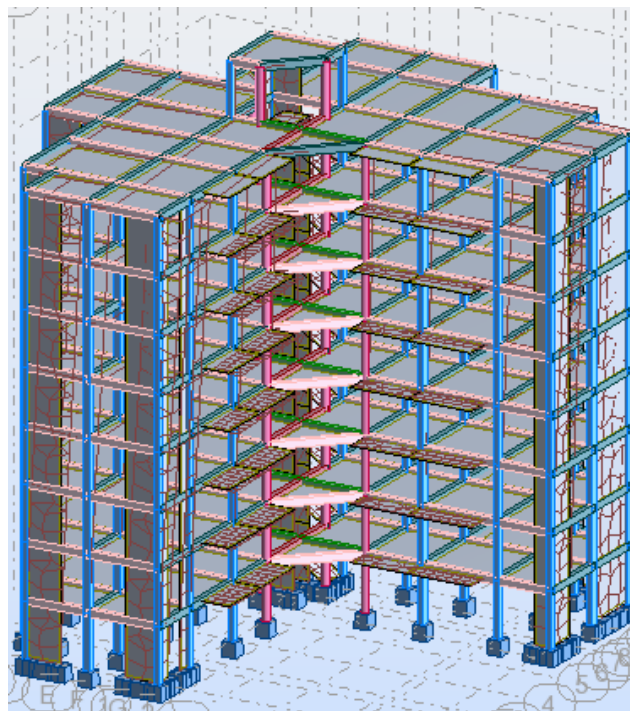


Figure IV.8 : MODE 3 3D

IV.6. Distribution verticale de la force sismique :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec:
$$F_t = \begin{cases} 0.07 TV & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

On a: $T = 0.60 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(v - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau j.

H_i : niveau de plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i : poids de l'étage.

Niveau	h (m)	W (KN)	W.h	F (KN)
8	27.54	126.39	3480.78	37.60
7	24.48	1675.54	40107.21	433.34
6	21.42	1690.39	36208.15	391.21
5	18.36	1740.68	31958.88	345.30
4	15.3	1746.80	26726.04	288.76
3	12.24	1726.77	21135.66	228.36
2	9.18	1736.21	15938.40	172.20
1	6.12	1740.89	10654.24	115.11
RDC	3.06	1755.17	5370.82	58.03
Σ		13812.45	188098.58	2069.91

Tableau IV.8 : Les valeurs des efforts

IV.7. Vérification des méthodes :

IV.7.1. Vérification de la période :

Les valeurs de la période de calcul à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

- La période donnée par **ROBOT** est : $T_{ROBOT} = 0.60s$
- La période de la méthode statique équivalente est : $T_{MSE} = 0.47 s$

$$1.3 \times 0.47 = 0.61 \text{ ls}$$

$$T_{ROBOT} = 0.60 < 1.3 \times T_{MSE} = 0.61 \text{ ls} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

IV.7.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8V$. Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8 \times \frac{V}{V_t}$.

L'effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente est : $V = 2032.35KN$

L'effort tranchant obtenu par ROBOT est : $\begin{cases} V_{tx} = 1652.63KN \\ V_{ty} = 1684.84KN \end{cases}$

$0.8V = 0.8 \times 2032.35 = 1625.88KN$

$$\begin{cases} V_{tx} = 1652.63KN > 0.8 \times V = 1625.88KN \dots\dots\dots CV \\ V_{ty} = 1684.84KN > 0.8 \times V = 1625.88KN \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

IV.8. Calcul des déplacements :

Les déplacements horizontaux maximums sont dus aux effets des efforts horizontaux aux niveaux des planchers.

- **Vérification des déplacements :**

Selon RPA 99 le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement ($R = 3.5$)

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_{ek} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent Ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\text{Étage : } 1\% \times 3060mm = 30.6mm$$

Niveau	h _k (m)	δ _{ek}		δ _k = R × δ _{ek}		Vérification (Δ _k)(mm)	
		Sens-x	Sens-y	Sens-x	sens-y	Sens-x	sens-y
8	27.54	48.0	40,5	168	141.75	-20.65<30.6	-12.6<30.6
7	24.48	53.9	44.1	188.65	154.35	23.8< 30.6	18.55<30.6
6	21.42	47.1	38.8	259.35	135.8	26.25<30.6	20.83<30.6
5	18.36	39.6	33.0	138.6	115.5	27.3<30.6	22.4<30.6
4	15.3	31.8	26.6	111.3	93.1	28.7<30.6	23.1<30.6
3	12.24	23,6	20	82.6	70	27.65<30.6	23.1<30.6
2	9.18	15.7	13.4	54.95	46.9	25.2<30.6	21<30.6
1	6.12	8.5	7.4	29.75	25.9	19.95<30.6	17.15<30.6
R.D.C	3.06	2.8	2.5	9.8	8.75	9.8<30.6	8.75<30.6

Tableau IV.9: Les déplacements relatifs pour chaque niveau dans les deux sens

IV.9. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P. Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

$$P_k : \sum W_G(i) + \beta.W_Q(i) \quad i = k, \dots, n ;$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) ;

h_k : Hauteur d'étage du niveau (k) ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k) ;

Kf: Coefficient d'amplification des efforts de l'action sismique (M.N) calculé au moyen d'une analyse élastique de 1^{er} ordre.

Niveau	W _i (KN)	P _k (KN)	Δ _k (cm)	h _k (cm)	V _k (KN)	P _k × Δ _k	V _k × h _k	θ
8	126.39	126.93	-2.06	306	37.60	-261.47	11505.6	-0.022... cv
7	1675.54	1802.47	2.38	306	470.94	4289.87	144107.64	0.02....cv
6	1690.39	3492.86	2.62	306	862.15	9151.29	263817.90	0.03...cv
5	1740.68	5233.54	2.73	306	1207.45	14287.56	369479.70	0.038 ... cv
4	1746.80	6980.34	2.87	306	1496.21	20033.57	457840.26	0.043....cv
3	1726.77	8707.11	2.76	306	1724.57	24031.62	527718.42	0.045...cv
2	1736.21	10443.88	2.52	306	1896.77	26318.57	580411.62	0.045...cv
1	1740.89	12184.77	1.99	306	2011.88	24247.69	615635.28	0.039 ... cv
R.D.C	1755.17	13939.94	0.98	306	2069.96	13661.14	633407.76	0.021 ... cv

Tableau IV.10: l'effet P. Δ dans le sens x-x

Niveau	W_i (KN)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	V_k (KN)	$P_k \times \Delta_k$	$V_k \times h_k$	θ
8	126.39	126.93	-1.26	306	37.60	-159.93	11505.6	-0.013... cv
7	1675.54	1802.47	1.85	306	470.94	3334.56	144107.64	0.023....cv
6	1690.39	3492.86	2.08	306	862.15	7263.36	263817.90	0.027...cv
5	1740.68	5233.54	2.24	306	1207.45	11723.12	369479.70	0.031... cv
4	1746.80	6980.34	2.31	306	1496.21	16124.58	457840.26	0.035....cv
3	1726.77	8707.11	2.31	306	1724.57	20113.42	527718.42	0.041...cv
2	1736.21	10443.88	2.1	306	1896.77	21932.14	580411.62	0.037...cv
1	1740.89	12184.77	1.71	306	2011.88	20835.95	615635.28	0.033... cv
R.D.C	1755.17	13939.94	0.87	306	2069.96	12127.74	633407.76	0.019 ... cv

Tableau IV.11:l'effet P. Δ dans le sens y-y

- Les effets de second ordre (effet P- Δ) peuvent être par conséquent négligés (Kf=1) conformément à RPA 99

IV.10.Vérification au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : **Moment résistant/moment de renversement ≥ 1.5**

$$M_{resi} = W \times l/2 = 19454.97 \times 26.75/2 = 260210.22 \text{KN.m}$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i = 6333.9 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_{Resist}}{M_{Renver}} = \frac{260210.22}{6333.9} = 41.06 > 1.5 \dots\dots\dots cv$$

IV.11.Conclusion :

Après l'analyse sismique et dynamique de la structure suivant le logiciel Robot, on déduit les résultats suivants :

- Les modes sont vérifiés où les deux premiers modes sont des translations et le troisième est de torsion, avec la vérification des périodes de chaque mode ;
- La condition des efforts tranchant à la base ($V_{robot} > 0.8V_{MSE}$) est vérifiée ;
- Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens : Donc les déplacements sont vérifiés ;
- Les effets de second ordre (effet P- Δ) peuvent être par conséquent négligés conformément à RPA 99 ;

La stabilité au renversement est vérifiée dans les deux sens.

Chapitre V :
Calcul des éléments principaux

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1.Introduction :

L'ossature de bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

V.1.2. Définitions :

V.1.2.1. Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations et sont sollicités à flexion composée.

V.1.2.2. Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné que les efforts normaux correspondant aux moments fléchissant maximaux sont considérés très faibles.

V.1.2.3. Les voiles :

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrillages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

V.2.Ferrailage des portiques :

❖ Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- G : Charges permanentes ;
- P : Charges d'exploitations ;
- E : Efforts sismiques.

Les combinaisons prises en compte sont :

- **Combinaisons fondamentales ou bien**
- **Combinaisons accidentelles :**

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

V.2.1. Ferrailage des poutres :

On distingue 4 types des poutres :

- Poutres principales $\Rightarrow Pp1(40 \times 30)cm^2$;
 $\Rightarrow PP2(50 \times 30)cm^2$
- Poutres secondaires $\Rightarrow Ps1(40 \times 30)cm^2$.
 $\Rightarrow Ps2(50 \times 30)cm^2$

a) Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : $0,5\% \times B$
- Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$
- Longueur de recouvrement est de $40 \cdot \phi$ en zone I

Avec :

B : Section de la poutre

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0,005 \cdot S \cdot b$$

Avec :

- b : Largeur de la section
- S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues}$$

V.2.1.1. Calcul réglementaire et vérifications :

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel " Autodesk Robot Structural Analysis 2014 ", on obtient les résultats suivants :

V.2.1.1.1. Exemple de calcul (poutre principale et secondaire) :

Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale2 (50*30)		Poutre secondaire2 (50*30)	
		Appuis	Travée	Appuis	Travée
ELU	M_{\max} [kN.m]	64,62	39,89	58,17	34,55
ELS	M_{\max} [kN.m]	46,82	28,88	42,15	25,02
Accidentelle	M_{\max} [KN.m]	69,39	25,82	68,23	19,31
	N_{\max} [KN]	00,19	3,84	0,62	1,33
Effort tranchant T [kN]		113,51		55,62	

Tableau V.1 : Sollicitations des poutres.

• **Armatures longitudinales :**

Suivant le RPA :

- Poutres principales : $A'_{\min} = 0,005 \cdot 50 \cdot 30 = 12 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires : $A'_{\min} = 0,005 \cdot 50 \cdot 30 = 12 \text{ cm}^2$

Suivant le BAEL : [BAEL91r99 /art-A.4.1,1]

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 30 \cdot 47 = 3,17 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 30 \cdot 47 = 3,17 \text{ cm}^2$

Poutre principale2 (50*30)

a) En travée :

* **ELU :**

$M_{u,t} = 39,82 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{39,82 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 30 \cdot (47)^2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 < \mu_{AB} = 0,395 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,054$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,978$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{39,82 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,978 \cdot 47} = 2,48 \text{ cm}^2$$

On a: $A = 2,48 \text{ cm}^2$

On adopte: $A = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

b) Sur appuis :

* **ELU :**

$M_{u,a} = 64,62 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{64,62 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 30 \cdot (47)^2} = 0,068$$

$$\mu = 0,068 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,089$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,964$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{64,62 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,964 \cdot 47} = 4,09 \text{ cm}^2$$

On a: $A_{cal} = 4,09 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_{cal} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes**Vérification à L'ELS :**

- **Calcul des contraintes :**

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre est :

$$\sigma_{(x)} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : ($x=y$) $\sigma_{(x)} = K y$

Contrainte maximale dans l'acier tendu : ($x=d-y$) $\sigma_{(x)} = 15K(d - y)$

- **En travée :**

On à $M_{ser} = 28,88KNm/ml$, $A_s = 3,39cm^2$ et $A'_s = 0$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(A_s d + A'_s d') = 0 \dots \dots (I)$$

après résolution de l'équation (I) on a trouvé que $\Rightarrow y = 11,04cm$

$$I_1 = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] + A'_s(y - d')^2 = 38188,91cm^4$$

Et par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 7,2 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \text{Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 310MPa < \bar{\sigma}_s = 400MPa \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- **Sur appui :**

On à $M_{ser} = 46,82KNm/ml$, $A_s = 6,03cm^2$ et $A'_s = 0$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(A_s d + A'_s d') = 0 \dots \dots (I)$$

après résolution de l'équation (I) on a trouvé que $\Rightarrow y = 12,22cm$

$$I_1 = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] + A'_s(y - d')^2 = 9332,92 cm^4$$

Et par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 6,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 186,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le ferrailage opté à l'ELU est vérifié à L'ELS.

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

$$T_{u \max} = 113,51 \text{ KN}$$

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$a = 0,9 \cdot d = 42,3$$

Avec :

$$T_u = 113510 \text{ N} \leq 0,267 \times 42,3 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 847057,5 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_t = 3,39 \text{ m}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(847057,5 - \frac{39,89}{0,9 \cdot 47} \right) \cdot 10^{-2} = 2,4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{113,51 \times 10}{30 \times 47} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = 1,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min}\right) [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1.22}]$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 1,2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 4 \text{ HA8} \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

- **L'espacement des armatures transversales :**

Suivant le RPA99 :

* *Zone nodale :*

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{50}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) = 10\text{cm} \Rightarrow \delta_t = 10\text{cm}$$

* Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} \Rightarrow \delta_t = 25\text{cm} \Rightarrow \delta_t = 20\text{cm}$$

Donc :

- $\delta_t = 20\text{cm}$ en zone courante
- $\delta_t = 10\text{cm}$ en zone nodale

V.2.1.2. Vérification des armatures transversales : RPA99/V2003 [ART 7.5.2.1]

* Zone nodale :

$$A_{t\min} = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9\text{cm}^2$$

* Zone courante :

$$A_{t\min} = 0,003 \cdot 20 \cdot 30 = 1,8\text{cm}^2$$

Tableau récapitulatif de Ferrailage longitudinale des Poutres Principale (2)

(50x30) cm² :

	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	A _a	A _t	A _{adp}	
					Appui	Travée
ELU	64,62	39,82	4,62	3,39	3HA14	3HA12
ELA	70,65	45,12	4,37	2,81	3HA16	3HA14

Tableau V.2. Ferrailage longitudinale des Poutres principale (50x30) cm²

Combinaisons	Les sollicitations	Poutre Secondaire (1) (30*50)	
		Appuis	Travée
ELU	M_{max} [KN.m]	58,17	34,55
ELS	M_{max} [KN.m]	42,15	25,02
Accidentelle	M_{max} [KN.m]	68,22	19,31
	N_{max} [KN]	0,62	1,33
Effort tranchant T [KN]		55,62	

Tableau V.3.Sollicitations des Poutres (50x30) cm

	M_a (kn.m)	M_t (kn.m)	A _{cal}		A _{adp}	
			Appui	Travé	appui	Trave
ELU	58,17	34,55	3,68	2,16	3HA14	3HA12
ELS	42,15	25,02	2,64	1,55	3HA12	3HA12
ELA	68,22	19,31	4,28	1,17	3HA14	3HA12

Tableau V.4.Ferraillage longitudinale des Poutres Secondaire (50x30) cm²

Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale (1) (30*40)		Poutre secondaire(1) (30*40)	
		Appuis	Travée	Appuis	Travée
ELU	M_{max} [KN.m]	78,19	51,15	65,12	49,98
ELS	M_{max} [KN.m]	71,55	43,17	54,70	37,11
Accidentelle	M_{max} [KN.m]	96,69	42,64	89,58	28,82
	N_{max} [KN]	22,48	39,92	42,85	63,56
Effort tranchant T [KN]		105,55		131,39	

Tableau V.5.Sollicitations des Poutres principale (30x40) cm²

	$M_a(\text{kn.m})$	$M_t(\text{kn.m})$	A_{cal}		A_{adp}	
			Appui	Travé	Appui	Trave
ELU	78,19	51,15	5,96	4,17	3HA16	3HA14
ELS	71.55	43.17	5.64	3.49	5HA12	3HA12
ELA	101,23	50,12	8,5	4,04	3HA16+2HA14	3HA14

Tableau V.6..Ferrailage longitudinale des Poutres principale (40x30) cm²

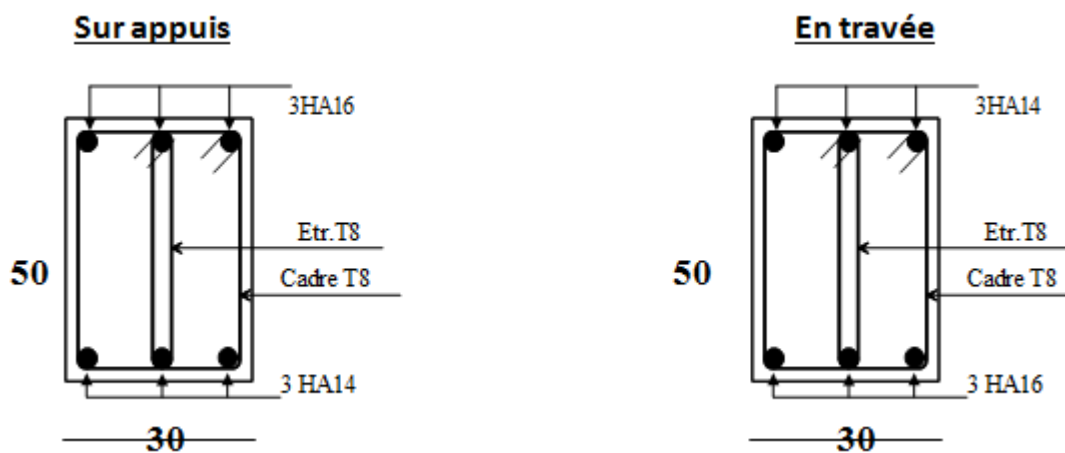
	$M_a(\text{kN.m})$	$M_t(\text{kN.m})$	A_{cal}		A_{adp}	
			Appui	Travée	Appuie	Travée
ELU	65,12	49,98	5.93	4,07	3HA12+2HA12=5,65	3HA14
ELS	54.70	37.11	4.48	2.98	3HA14=4.62	3HA12
ELA	90,12	40,02	7,49	3,2	3HA16+2HA12	3HA12

Tableau V.7.Ferrailage longitudinale des Poutres secondaire (40x30) cm²

Les Schémas de Ferrillages

Poutre Principal :

(50x30)



(40x30)

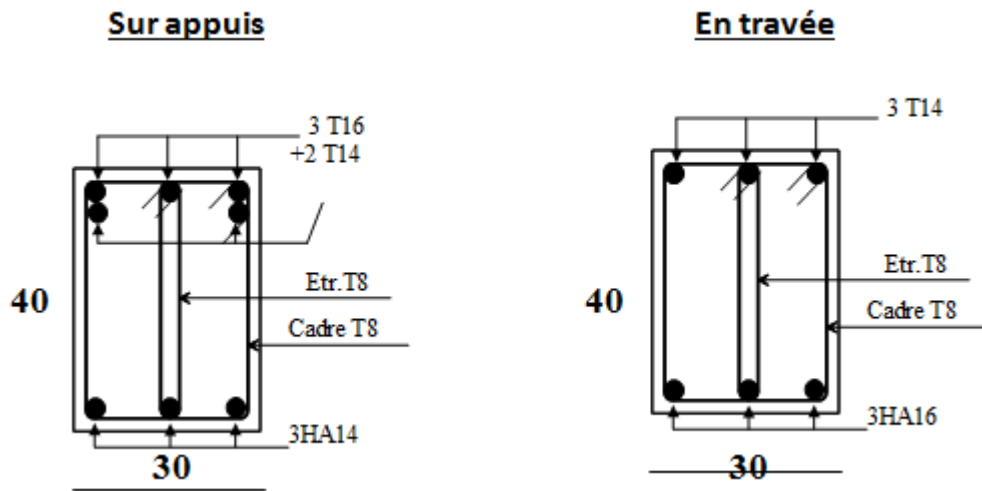
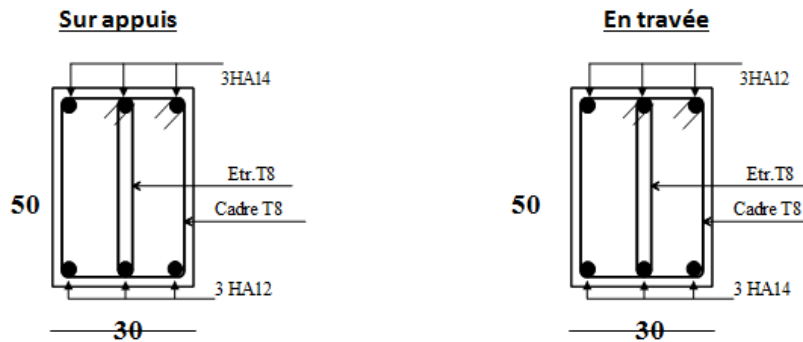


Figure V.1. Schéma de Ferrailage des poutres principal (50x30) et (40x30) cm² :

Poutre secondaire :

(50x30)



40x30

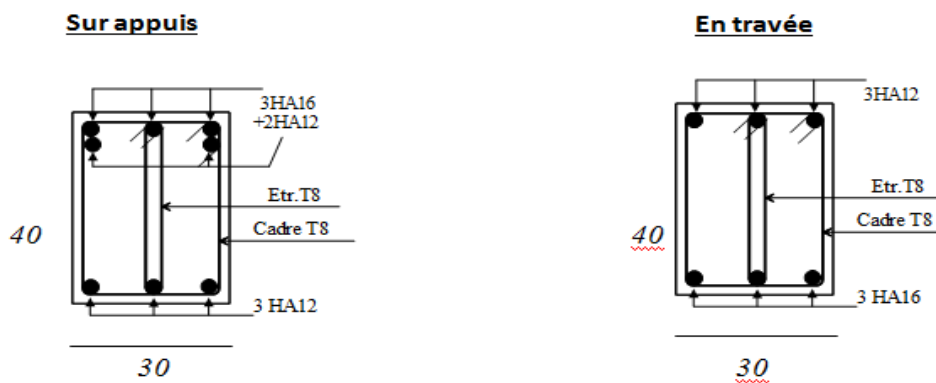


Figure V.2. Schéma de Ferrailage des poutres secondaire (50x30) et (40x30) cm²

V.2.2. Ferrailage des poteaux :

V.2.2.1. Aspect réglementaire :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(Mpa)$	$f_{bu}(Mpa)$	$f_e(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$
Situation durable	1.5	1.15	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18,47	400	400

Tableau V.8 : Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.

- **Les combinaisons accidentelles :**

Suivant le RPA :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

E.L.A :

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

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

- **Les combinaisons fondamentales :**

Suivant le BAEL :

$$\text{E.L.U : } 1,35G + 1,5 Q$$

$$\text{E.L.S : } G + Q$$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter ; à savoir :

- 1^{ère} cas : $N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$
- 2^{ème} cas : $M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;
- 3^{ème} cas : $M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;
- 4^{ème} cas : $N_{\min} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$.

On a 3 types des poteaux; à savoir :

- Type 1 \Rightarrow **40×30 cm**
- Type 2 \Rightarrow **40×40 cm**
- Type 3 \Rightarrow **D=45 cm**

a) Armatures longitudinales :• **Condition imposée par le RPA 99 : [37]**

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de **12mm**.

* Armatures minimales : $0,7\% \times B$ en zone II.

* Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section du poteau

* Longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone I .

* Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale.

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}$$

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec :

- V_u : effort tranchant de calcul;
- h_L : hauteur totale de la section brute;
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;
- P_a : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élancement géométrique des poteaux dans la direction considérée $P_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$ et à $3,75$ dans le cas contraire.
- δ_t : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15cm) \text{ En zone I}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L\min}$$

$\phi_{L\min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

* la quantité d'armatures transversales minimales est:

$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b}$ en % et est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

- Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

Avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right);$$

h et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \cdot \phi_t$ minimum.

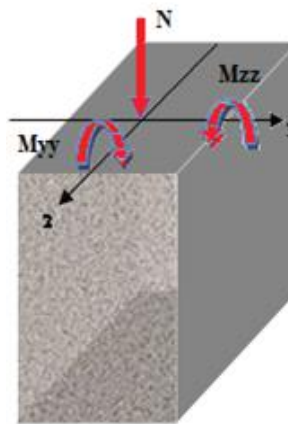


Figure V.3..Sollicitations sur les poteaux

V.2.2.2. Les sollicitations :

Les sollicitations internes des poteaux sont données par **le logiciel ROBOT2014**,

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

CAS	efforts	ELU	ELA	ELS
Cas 1	N_{max} [KN]	1420,94	1164,19	1030,43
	M_{Ycor} [KN.m]	6	16,42	4,40
	M_{Zcor} [KN.m]	8	19,32	5,78
Cas 2	M_{Zmax} [KN.m]	77,23	70,35	56,27
	M_{Ycor} [KN.m]	11	33,87	7,97
	N_{cor} [KN]	87,32	95,39	63,59
Cas 3	M_{Ymax} [KN.m]	59,41	55,68	32,41
	M_{Zcor} [KN.m]	0,21	27,79	17,78
	N_{cor} [KN]	8,40	77,56	66,84
Cas 4	N_{min} [KN]	639,68	639,68	23,17
	M_{Zcor} [KN.m]	18,72	18,72	0,54
	M_{Ycor} [KN.m]	12,85	12,85	0,23

Tableau V.9: Sollicitations de poteaux (40x30)cm

V.2.2.3. Exemple de calcul [Poteau plus sollicité (40x30) cm :

➤ Etat Limite De Stabilité De Forme :

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

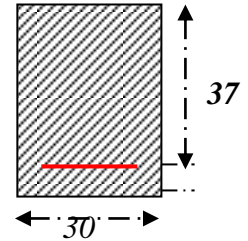
Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

1^{er} cas:

A) $N_{max}, M_{y_{corr}}$

1,35G+1,5Q

$N_{max} = 1420,94 \text{ KN}; M_{y_{corr}} = 6 \text{ KN.m}; M_{ser} = 4,40 \text{ KN.m}$



* Calcul de L'excentricité :

3

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{6}{1420,94} = 0,0042 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250}\right) = \max(2, 1,22)$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}}\right) = 10 \times \left(1 - \frac{6}{1,5 \times 4,4}\right) \Rightarrow \alpha = 0,90$$

$$\phi = 2, \quad l_f = 0,7 \times L_0 \Rightarrow l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) = \frac{3 \times 2,14^2}{10000 \times 40} \times (2 + 0,90 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0,00013 \text{ m}$$

$$\text{Donc } e_t = 0,0042 + 0,02 + 0,00013 = 0,025 \Rightarrow e_t = 0,025 \text{ m}$$

- Calcul de l'effort de compression centré maximale supportable par le béton :

$$N_{b_{max}} = b \times h \times f_{bc} = 0,30 \times 0,40 \times 14,2 \times 10^3 \Rightarrow N_{n_{max}} = 1704 \text{ KN}$$

$$\text{-Calcul de coefficient } \psi : \psi = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{1420,94}{30 \times 40 \times 14,2} = 0,083 \Rightarrow \psi = 0,083$$

. $\psi = 0,083 < 0,81$ et $\psi < \frac{2}{3}$, donc :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi})} \Rightarrow \xi = 0.163$$

$$e_{NC} = \xi \times h \Rightarrow e_{NC} = 0,163 \times 0,40 = 0,0655m$$

On à $e_t = 0,025m < e_{NC} = 0,056m$, donc la section est entièrement comprimée

$A'_{s,\min} = 4cm^2$ x périmètre de la section

$$A'_{s,\min} = 4 \times [(0,40 + 0,30) \times 2] = \mathbf{5,6cm^2}$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

Suivant le RPA

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000}; 40 \times 30 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \{ 1,2cm^2; 6,3cm^2 \}$$

$$A_{s,\min} \geq 6,3cm^2$$

1^{er} cas:

B) $N_{max}, M_{z,corr}$

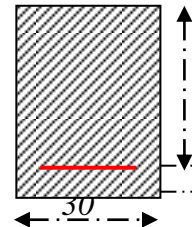
B) 1,35G+1,5Q

$$N_{max} = \mathbf{1420,94 KN}; M_{z,corr} = \mathbf{8 KN.m}; M_{ser} = \mathbf{5,78 KN.m}$$

* Calcul de L'excentricité :

3

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{8}{1420,94} = 0.0056 m$$



$$e_a = \max \left(2 cm, \frac{L}{250} \right) \text{ [BAEL 91 r99/art A.4.3, 5]}$$

$$\max \left(2 cm, \frac{306}{250} \right) = \max(2, 1.22)$$

$$e_a = 2 cm = 0.02 m$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}} \right) = 10 \times \left(1 - \frac{8}{1,5 \times 5,78} \right) \Rightarrow \alpha = 0,77$$

$$\phi = 2 \quad , \quad l_f = 0,7 \times L_0 \Rightarrow l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) \text{ [BAEL 91 r99/art A.4.3,5]}$$

$$\frac{3 \times 2,14^2}{10000 \times 40} \times (2 + 0,77 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0,00019m$$

$$\text{Donc } e_t = 0,0056 + 0,02 + 0,00019 = 0,025 \Rightarrow e_T = 0,025m$$

$$\text{-Calcul de coefficient } \psi : \psi = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{1420,94}{30 \times 40 \times 14,2} = 0,083 \Rightarrow \psi = 0,083$$

$$\psi = 0,083 < 0,81 \text{ et } \psi < \frac{2}{3}, \text{ donc :}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi})} \Rightarrow \xi = 0,163$$

$$e_{NC} = \xi \times h \Rightarrow e_{NC} = 0,163 \times 0,40 = 0,0655m$$

On à $e_t = 0,025m < e_{NC} = 0,065m$, donc la section est entièrement comprimée

$A'_{s,\min} = 4\text{cm}^2$ x périmètre de la section

$$A'_{s,\min} = 4 \times [(0,40 + 0,30) \times 2] = \mathbf{5,6\text{cm}^2}$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :
Suivant le RPA

Vérification de la stabilité de forme :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15,20 \frac{e}{h} \right\} \Rightarrow \frac{2,14}{0,4} \leq \max \left\{ 15,20 \frac{0,004}{0,4} \right\}$$

$$\Rightarrow \frac{L_f}{h} \leq 15 \frac{L_f}{h} = 5,35 < 15 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Suivant le RPA :

- Section minimale :

Selon R. P. A 99 /version 2003

$$A_{\min} = 0,8\% b \times h = 12,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4T16 + 4T14 \Rightarrow 14,2\text{cm}^2}$$

Section maximale

$$A_{\max} = 3\% b \cdot h = 48 \text{ cm}^2$$

- **Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**
 - **Contrainte maximale de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,004 \text{ m}$$

$$S = bh + 15A_{totale}$$

$$= 30 \times 40 + 15 \times 9,06 \Rightarrow$$

$$S = 1335,9 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = 0$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right] \Rightarrow I = 238550,2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sup} = 3,53 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\Rightarrow \sigma_{inf} = 0,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre inf.)

$$\text{Max}(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) = 3,53 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Contrainte maximale de traction des aciers**

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$\sigma_s^1 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot (V_1 - C_1)}{I} \right] = 41,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{ser} \cdot (V_2 - C_2)}{I} \right] = 41,79 \text{ MPa}$$

$$\text{Max}(\sigma_s^1, \sigma_s^2) = 41,81 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 215,55 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$L_f = 0,7 \times 3,60 = 2,14 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{2,14}{0,40} = 5,35 > 5$$

$$\text{donc: } \lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50$$

– Suivant le BAEL :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 20 \text{ mm}$$

$$t \leq \min(30; 40 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$t \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

– Suivant le RPA :

- * **Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 20 \text{ mm}$$

$$t \leq \min(14; 15 \text{ cm})$$

$$t \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

- * **Zone courante:**

$$t' \leq 15\phi_L^{\min}$$

$$t' \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$$

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L_{\max}}}{3} = \frac{2}{3} = 0,66 \text{ cm}$$

Donc on prendra **HA 08**

- **Détermination de la section des Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,50 \times 335,08 \times 10^3 \cdot 0,10}{0,40 \times 400} \times 10^{-2} = 3,50 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{2,14}{0,40} = 5,60 > 5$$

$$\text{On a : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% \cdot t \cdot b_1$$

$$A_{t,\min} = 0,3\% \cdot t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{t,\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

V.3.2.3. Calcul récapitulatif des poteaux :

V.3.2.3.1. Structure :

poteau(40×30) :

CAS	A_{cal}	Choix	$A_{adopté}$
CAS1	12,08	4HA16+4HA14	14,2
CAS2	5,35	4HA14	6,16
CAS3	4,77	4HA14	6,16
CAS4	0	/	/

Tableau V.10: Calcul et choix des sections d'armatures.

Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{34,82}{40 \cdot 37} = 0,235 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Vérification de l'effort normal :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$$v = \frac{1420,94}{1200 \times 25} = 0,05 \leq 0,30 \quad \dots \text{ CV}$$

V.3.2.3.2. Structure :

V.3.2.3.3. Structure :

Poteau (40*40) :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{34,82}{40 \cdot 37} = 0,235 \text{MPa} [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,1}]$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa} [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,21}]$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Vérification de l'effort normal :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$$v = \frac{1420,94}{1200 \times 25} = 0,05 \leq 0,30 \quad \dots \text{ cv}$$

V.3.2.4. Schéma de ferrailage :

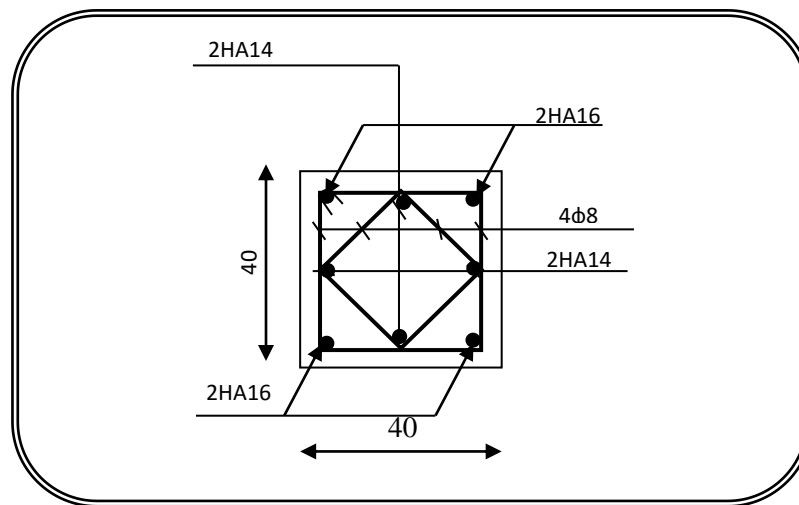


Figure V.4. Schéma de ferrailage

V.2.3. Ferrailage des voiles :

a. Ferrailage vertical :

- Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée
- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de **(1/10)** de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à **15cm**.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies des crochets (jonction de recouvrement).

b. Ferrailage horizontal :

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de **10Φ**.

c. Règles communes

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales est :
 - Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**.
 - En zone courante égale à **0.10%**.
- L'espacement des barres horizontales et verticales S_t : $S_t \leq (1.5e, 30\text{cm})$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappe,
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale 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.

V.2.3.1. Exemple de calcul d'un voile plein (15cm)

Calcul de la longueur de flambement :

Le tableau suivant donne le rapport entre la longueur de flambement(L_f) et la hauteur libre entre planchers ($L = 3,6m$) du voile armé :

Liaison mur		L_f / L
Mur encastré en tête et en pieds	Il existe un plancher de part et à l'autre	0,8
	Il existe un plancher d'un seul coté	0,85
Mur articulé en tête et en pieds		1

Tableau V.11le rapport entre la longueur de flambement et la hauteur libre.

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0,8.L = 0,8x(3,06 - 0,40) = 2,128m$$

- **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{2,128 \sqrt{12}}{3,6} = 2,04$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_G}{N_C} = \frac{1920,21}{4717,54} = 0,4m$$

- **Vérification de la condition de flambement :**

On doit vérifier que :

$$\lambda = \max \left\{ 50; \min \left(67 \cdot \frac{e_0}{h}; 100 \right) \right\}$$

Donc :

$$\lambda < \max \left\{ 50; \min \left(67 \cdot \frac{0,4}{3,6}; 100 \right) \right\} = 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On peut conclure que le voile ne présente pas un risque de flambement.

- Détermination des sollicitations :

$$M = 859,89 \text{ KN.m}$$

$$N = 82,44 \text{ KN}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,15 \times 3,45^3}{12} = 0,5 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0,20 \times 3,45 = 0,69 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{h}{2} = \frac{3,06}{2} = 1,53 \text{ m}$$

Avec :

I : Inertie du voile.

Ω : Surface en plan du voile.

v : La position de l'axe neutre.

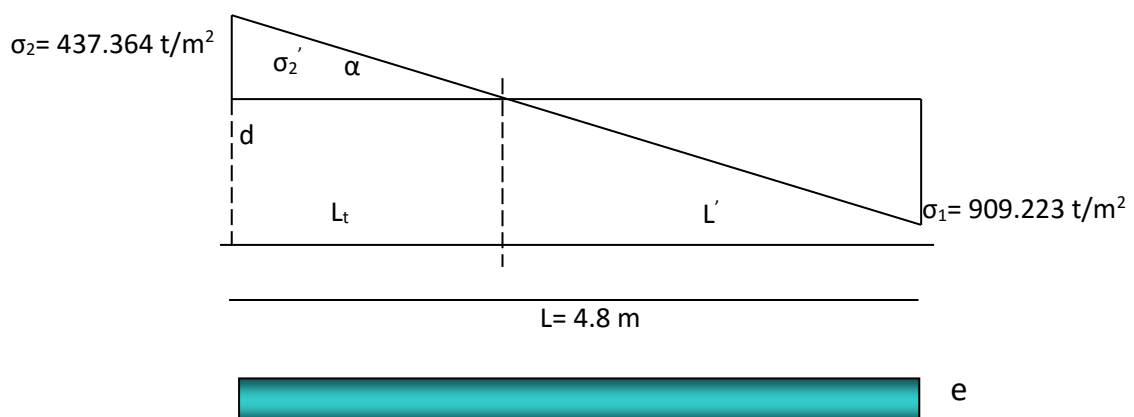
• Armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 2750,74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -2511,78 \text{ KN/m}^2$$



Calcul de L' :

$$L' = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 39,71 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L' = 2,6 - 29,78 = 36,26 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{h}{2}, \frac{2l'}{3} \right).$$

$$d \leq \min \left(\frac{3,06}{2}, \frac{2 \times 39,26}{3} \right) = 1,53m$$

soit : $d = 1,53m$

Calcul de σ_2' :

On remarque que: $d > L_t$, donc d dans la zone comprimée, alors $\sigma_2' = 0$ ($d = L_t$).

$$I' = d^3 \times e / 12 = 0,04m^4;$$

$$v' = d/2 = 0,76m ;$$

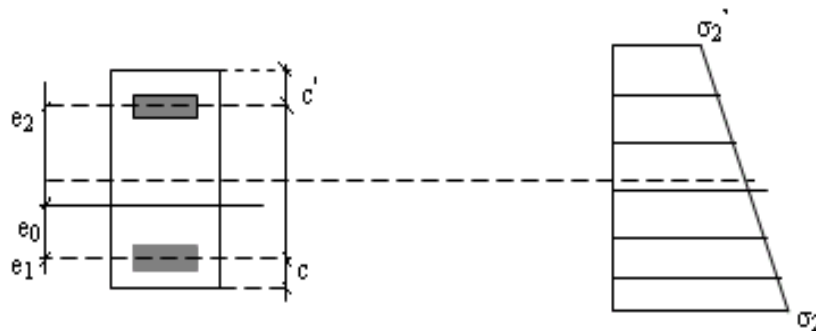
$$\Omega' = L_t \times e = 0,22m^2.$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = 276,29 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 66,09m$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 0,23m < d/6 = 0,25m \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.C}$$



Soit : $c = 3cm$ $c' = 3cm$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,469 \text{ m}$$

$$e_2 = h/2 + e_0 - c' = 0,9393 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = (276,29 \times 10^{-2} \times 0,50) / ((0,96 + 0,50) \times 400) = 2,36cm^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = (276,29 \times 10^{-2} \times 0,96) / ((0,96 + 0,50) \times 400) = 4,54cm^2$$

$$= A_s = A_s + A_s' = N_1 / f_e = 4,54 + 2,36 = 276,29 / 400 = 6,9cm^2$$

$$A_s / ml / \text{face} = 6,9 / (2 \times 1,53) = 2,25cm^2 / ml / \text{face}$$

- **Armatures minimales de l'RPA 99:**

$$A_{RPA} = 0,20\% b L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.002 \times 15 \times 153 = 4,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml/face} = 4,59 / (2 \times 1,53) = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

- **Le pourcentage minimal :**

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 15 \times 3,45 = 7,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml/face} = 7,7 / (2 \times 1,53) = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 7,7 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 7,7 \times (3,06/2) = 23,56 \text{ cm}^2. \quad (\text{Pour les 2 faces})$$

$$\text{En zone courante : soit } 4\text{HA}16 + 8\text{HA}12. \quad (A_s = 17,1 \text{ cm}^2)$$

$$\text{En zone d'about : soit. } 4\text{HA}16. \quad (A_s = 8,04 \text{ cm}^2)$$

-espacement :

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min (1,5e, 30) = 20 \text{ cm}.$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}.$$

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}.$$

V.2.3. 3.Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V = 204,51 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{1,4 \times 137,74}{15 \times 14,2} = 0,905 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa}. \quad (\text{Pas de risque de cisaillement})$$

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$A_t / b_0 S_t \geq (\tau - 0,3 f_{tj} k) / 0,8 f_e$$

$k = 0$ (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$$\alpha = 90^\circ, S_t \leq (1,5e, 30 \text{ cm}) \text{ donc : } S_t = 30 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \tau b_0 S_t / 0,8 f_e$$

$$A_t \geq \frac{0,905 \times 15 \times 30}{0,8 \times 400} = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_t \geq 1,27 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

$$\text{On adopte : } = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } S_t = 30 \text{ cm}.$$

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 30 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Armature minimale : [41]

$$A_{t,\min}(RPA) = 0,25\% \times b \times S_t = 1,23 \text{ cm}^2$$

V.2.3.4. Schéma de ferrailage :

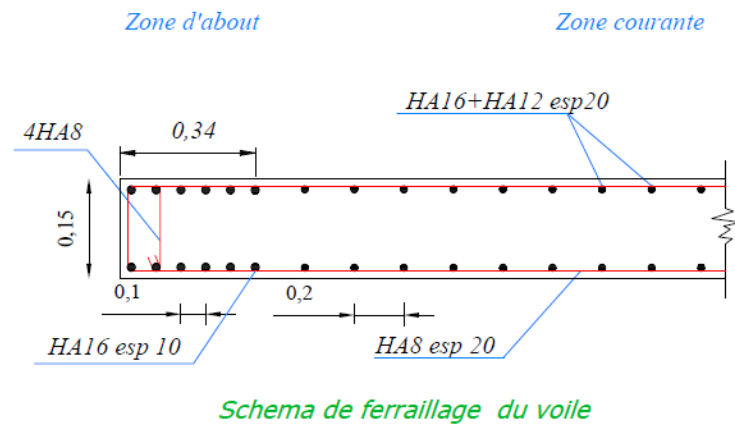


Figure V.5: Schéma de ferrailage du voile

Chapitre VI :
Etude de l'infrastructure

Chapitre VII :**Etude de l'Infrastructure****VII.1. Introduction :**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques .

VII.2. Choix de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à **2.5 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée ;
- Radier filante ;
- Radier général.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure ;
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction et la qualité du sol de fondation.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- si $S_0 > S$: la fondation par semelles isolées est possible ;
- si $S > S_0$: la solution de fondation superficielle n'est pas possible ;
- si $S \approx S_0$: c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

S : La surface totale minimale d'assise de fondation ;

$\overline{\sigma}_s$: La contrainte admissible pour le sol de fondation.

1. BLOCA(R+7):

$$S_0 = 421.30 \text{ m}^2$$

$$N_{\max} = 19454.97 \text{ KN (Robot)}$$

$$S = \frac{N_{\max}}{\overline{\sigma}_s} = \frac{19454.20}{250} = 77.82 \text{ cm}^2$$

Verification:

- $S / S_0 = 77.82 / 421.30 = 18.50\%$
- $S / S_0 = 18.50\% < 50\%$

On a choisit comme système de fondations :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Semelles circulaires.

Les calculs sont effectués sous la plus défavorable des combinaisons suivantes:

- $1.35G+1.5Q$
- $G + Q$

VII.3. Calcul des semelles :

VII.3.1. Bloc (R+7) :

VII.3.1.1. Calcul de la semelle isolée :

VII.3.1.1.1. Semelle sous poteau intermédiaire :

- Condition d'homogénéité :

$a = 40 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$

$A/B=a/b=1.33$

On a :

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_x [KN.m]	Moment M_y [KN.m]
ELU:1.35G+1.5Q	1389.87	1,01	44,94
ELS :G+Q	1007,64	0,73	32,7

Tableau 1: Sollicitations des semelles isolées intermédiaires.

La semelle est soumise à la flexion composée :

$$q_u = G_{sol} = 250 \text{ ; } q_{ser} = 2/3 q_u = 166.67$$

$$\frac{N_{Ser}}{\sigma_{ser}} = 6.045 \text{ m}^2 > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 5.55 \text{ m}^2$$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELS

$$p = \sup\left\{\frac{p_u}{q_u} \mid \frac{p_s}{q_s}\right\} = 6.045 \text{ m}^2$$

$$AB \geq \frac{p}{q} \text{ et } \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{p}{q} \frac{b}{a}} = 2.13 \text{ m et } A \geq \sqrt{\frac{p}{q} \frac{a}{b}} = 2.80 \text{ m}$$

$B \geq 2.13m$

$A \geq 2.80m$

Donc finalement on choisie une semelle de (2.80×2.20m)

• Détermination de "d" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles)

$$\max \left(\begin{matrix} \frac{A-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{matrix} \right) \leq da ; d_b \leq \min (A - a)$$

$0.6 \geq d \geq 1.85$

On adopte : $d = 65cm$

D'ou : $h = d+5 cm \rightarrow h = 70 cm$

• Vérification des conditions de stabilité :

Selon le BAEL on a :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{32,41}{1007,64} = 0.032m$$

$$e_0 = 0.032m \leq \frac{A}{6} = \frac{2.80}{6} = 0.46 \dots\dots\dots cv$$

Selon [42] on a :

$$e_0 = 0.032m \leq \frac{A}{4} = \frac{2.80}{4} = 0.7 \dots\dots\dots cv$$

– Vérification des conditions de rigidité :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_M &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 177,81KN / m^2 \\ \sigma_m &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 150,00KN / m^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 170,85KN / m^2$$

$\sigma_{moy} = 170,85KN/m^2 \leq 200 KN/m^2 \dots\dots\dots cv$

- Calcul du ferrailage :

- Poids propre de la semelle :

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{sum1} = 0.70 \times (2.8) (2.2 \times 25) = 107,80 \text{ KN}$$

- Poids de remblai :

$$P_r = 18 (2.8 \times 2.2 - 0.4 \times 0.3) (2 - 0.70)$$

$$P_r = 141,33 \text{ KN}$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 1007,64 + 107,80 + 141,33 = 1256,77 \text{ KN.}$$

$$N_{tu} = N_u + 1.35(P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 1389,87 + 1.35(107,80 + 141,33) = 1726,20 \text{ KN.}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$N_{U'} = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_{TU} = 1801.52 \text{ KN} ;$$

$$A_{xst} = \frac{N_{U'}(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1801,52(2.8 - 0.40)}{8 \times 0.70 \times 348} = 22,18 \text{ cm}^2$$

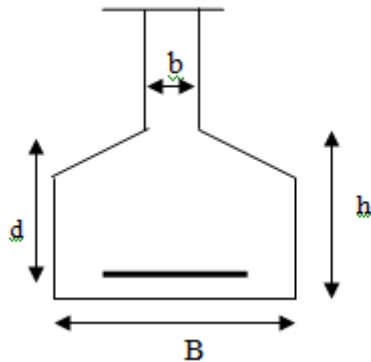


Figure VI.II. Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.

Sens Y-Y:

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$N_{U'} = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_{TU} = 1801,52 \text{ KN} ;$$

$$A_{yst} = \frac{N_{U'}(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1801,52(2.2 - 0.30)}{8 \times 0.7 \times 348} = 17,56 \text{ cm}^2$$

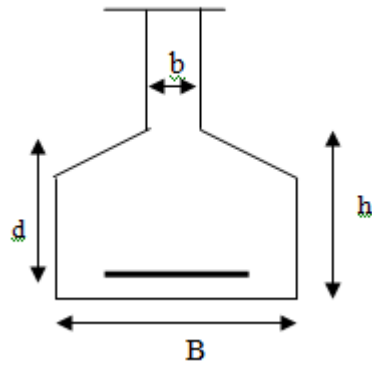


Figure VII.2. Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.

*** Condition de non fragilité:**

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 23,66 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 23,66 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 12HA16 = 24,13 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

*** Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

La longueur de scellement:

$$L_s = 40\Phi = 64 \text{ cm}$$

$B/8 \leq 64 \text{ cm} \leq B/4$; $27,5 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 55 \text{ cm} \rightarrow$ Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.

*** Schéma de ferrailage:**

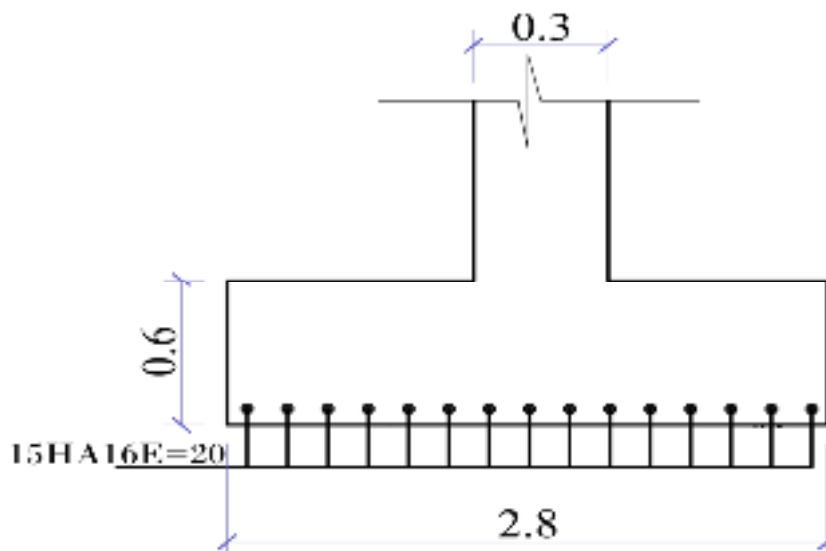


Figure. Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 23,66 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 23,66 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 12HA16 = 24,13 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

* Vérification de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

La longueur de scellement:

$$L_s = 40\Phi = 64 \text{ cm}$$

$B/8 \leq 64 \text{ cm} \leq B/4$; $27.50 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 55 \text{ cm}$ → Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.

* Schema de ferrailage:

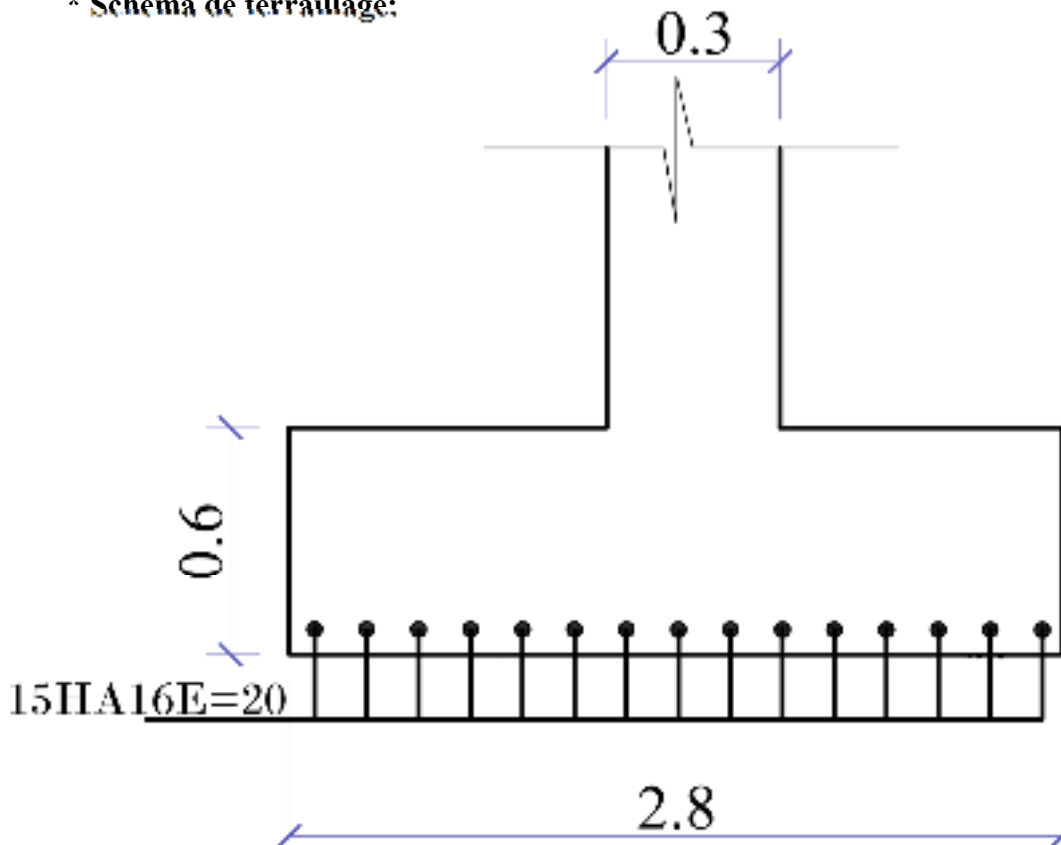


Figure. Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.

• **Vérification au poinçonnement: [43]**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_c^{2/3} / \gamma_b$$

Avec : $h=0.7m$;

Le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 4,2m$$

$$\bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_c^{2/3} / \gamma_b = 2205,00 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 1,1m^2$$

$$S_t = A \times B = 6.16 m^2$$

$$N_u = 1142,50 \text{ KN}$$

$$N_u = 1142,50 \text{ KN} < 2205,00 \text{ KN} \dots \dots \dots cv$$

VII.3.1.1.2. Semelle sous poteau de rive:

• **Condition d'homogénéité :**

$$a = 40 \text{ cm} , b = 40 \text{ cm}$$

$$A/B = a/b = 1$$

On a :

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_y [kN.m]	Moment M_x [kN.m]
ELU:1.35G+1.5Q	1420,97	8,03	0,13
ELS :G+Q	1030,43	5,87	0,09

Tableau: Sollicitations des semelles isolées de rive.

$$\frac{N_{Ser}}{\sigma_{ser}} = 6,18m^2 > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 5,68m^2$$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELS

$$\frac{p}{q} = \sup\left\{\frac{p_u}{q_u} \mid \frac{p_s}{q_s}\right\} = 6,18 m^2$$

$$AB \geq \frac{p}{q} \text{ et } \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{p}{q} \frac{b}{a}} = 2.48m \text{ et } A \geq \sqrt{\frac{p}{q} \frac{a}{b}} = 2.48m$$

$$B \geq 2.48 m$$

$$A=B \rightarrow A \geq 2.48m$$

Donc finalement on choisit une semelle de (2.50m×2.50m)

• **Détermination de "d" et "ht" :**

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$\max \left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right) \leq da ; d_b \leq \min (A-a, B-b)$$

$$0,525 \geq d \geq 1.90$$

On adopte : **d = 55cm**

D'ou : h = d+5 cm → h = 60cm

• **Vérification des conditions de stabilité :**

Selon le BAEL 91:

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{5,87}{1030,43} = 0.0056m$$

$$e_0 = 0.0056m \leq \frac{A}{6} = \frac{2,5}{6} = 0.42 \dots\dots\dots cv$$

Selon le RPA 99 :

$$e_0 = 0.0056m \leq \frac{A}{4} = \frac{2,5}{4} = 0.42 \dots\dots\dots cv$$

• **Vérification des conditions de rigidité :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_M &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 167,075KN / m^2 \\ \sigma_m &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 162,65KN / m^2 \\ \sigma_{moy} &= \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 166,00KN / m^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\sigma_{moy} = 166,00 KN/m^2 \leq 200 KN/m^2 \dots\dots\dots cv$$

• **Calcul du ferrailage :**

– **Poids propre de la semelle :**

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 0.6 \times (2.5) (2.5) \times 25 = 93,75KN$$

• **Poids de remblai :**

$$Pr = 18 (2.5 \times 2.5 - 0.4 \times 0.4) (2 - 0.6)$$

$$Pr = 153.50 \text{ KN}$$

$$Nts = Ns + Ps + Pr$$

$$Nts = 1030.43 + 93.75 + 153.50 = 1277.68 \text{ KN.}$$

$$Ntu = Nu + 1.35(Ps + Pr)$$

$$Ntu = 1420.97 + 1.35 (93.75 + 133.153,50) = 1754,75 \text{ KN}$$

Sens X-X :

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$NU' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) NTU = 1766,54 \text{ KN} ;$$

$$A_{xst} = \frac{NU'(A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1766,54(2.5 - 0.40)}{8 \times 0.55 \times 348} = 24,22 \text{ m}^2$$

Sens Y-Y :

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$NU' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) NU = 1766,54 \text{ KN}$$

$$A_{yst} = \frac{Ns'(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1766,54(2.5 - 0.40)}{8 \times 0.55 \times 348} = 24,22 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 16,60 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_u\} = 24,22 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A = 13 \text{ HA16} = 26,14 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm.}$

*** Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

*** Schéma de ferrailage:**

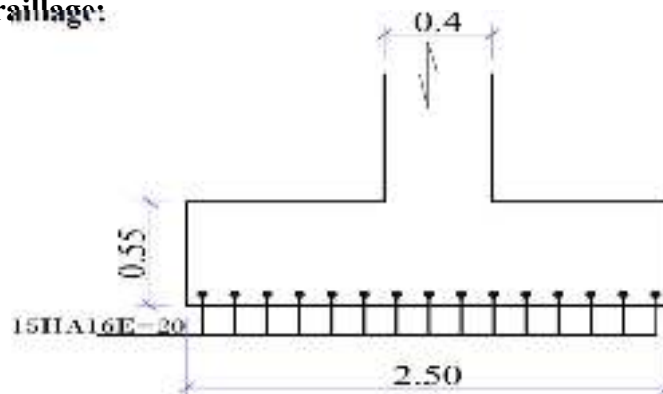


Figure. Ferrailage de la semelle de rive dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 16,66 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 24,22 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 13 \text{ HA16} = 24,14 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

La longueur de scellement:

$$L_s = 40\Phi = 64 \text{ cm}$$

$B/8 \leq 64 \text{ cm} \leq B/4$; $28,75 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 58 \text{ cm} \rightarrow$ Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.

***Schema de ferrailage:**

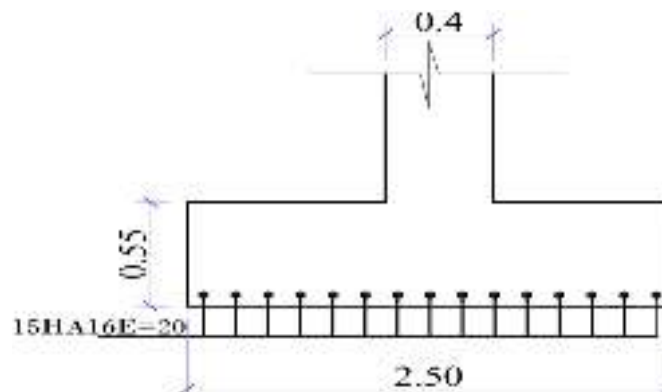


Figure VI.7. Ferrailage de la semelle de rive dans le sens y-y.

- **Vérification au poinçonnement : [43]**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Nu \leq \bar{N}u = 0,045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : $h = 0,55 \text{ m}$;

Le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 3,8 \text{ m}$$

$$N_{\bar{u}} = 0.045 \times P_c \times h \times f_c 28 / \gamma_b = 1567,5 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 1,9 \text{ m}^2$$

$$S_t = A \times B = 6,25 \text{ m}^2$$

$$N_u = 988,99 \text{ KN}$$

$$N_u = 988,99 \text{ KN} < 1567,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{cv}$$

VII.3.1.1.3. Semelle sous poteau circulaire d45 :

VI.3.1.4. Semelle circulaire :

	Combinaison	N	M_y	M_x	e_y	e_x
Poteau circulaire	ELU:1.35G+1.5Q	1181,11	19,49	0,14	0,016	$1,18 \cdot 10^{-4}$
	ELS :G+Q	856,53	14,09	0,1	0,016	$1,16 \cdot 10^{-4}$

Tableau VI.4: Sollicitations des semelles circulaires .

La semelle est soumise à la flexion composée :

$$\frac{N_{Ser}}{\sigma_{ser}} = 5,14 \text{ m}^2 > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 4,72 \text{ m}^2$$

Donc le calcul se fera à l'ELS

$$e_y = 0.002 < D/6 \Rightarrow D \geq 0.12 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } D = 1.30 \text{ m}$$

Vérification des contraintes :

Sens X-X :

$$\left(1 + \frac{8e_x}{D}\right) \frac{N_s}{S} \leq 0.2 \text{ MPa}$$

$$0.064 \text{ MPa} < 0.2 \text{ MPa}$$

Sens Y-Y :

$$\left(1 + \frac{8e_y}{D}\right) \frac{N_s}{S} \leq 0.2 \text{ MPa}$$

$$0.07 \text{ MPa} < 0.2 \text{ MPa}$$

Les hauteurs d_y et d_x :

$$d_x = (D-d)/4 = 25 \text{ cm}$$

$$d_y = (D-d)/4 = 25 \text{ cm}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 0.21 \text{ cm} \Rightarrow d = 25 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

- **Ferraillage :**

Sens X-X :

$$e_x = 0.02 < d/8 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$A_{s,x} = \frac{N(D-d)}{3 \cdot \pi \cdot d_x \cdot \sigma_s} = \frac{1181.11 \times 10^3 (1300 - 250)}{3 \cdot \pi \cdot 340 \cdot 348} = 10.60 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y :

$$e_y = 0.002 < D/32 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$A_{s,y} = \frac{N(D-d)}{3 \cdot \pi \cdot d_x \cdot \sigma_s} = \frac{1181.11 \times 10^3 (1300 - 250)}{3 \cdot \pi \cdot 340 \cdot 348} = 11.12 \text{ cm}^2$$

*** Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 10.35 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 11.12 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 8 \text{ HA14} = 12.32 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 17 \text{ cm}$.

*** Verification de l'espacement :**

$$S_t = 17 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

La longueur de scellement:

$$L_s = 40 \Phi = 56 \text{ cm}$$

$B/8 \leq 56 \text{ cm} \leq B/4$; $16.25 \text{ cm} \leq 48 \text{ cm} \leq 32.5 \text{ cm} \rightarrow$ Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.

* Schéma de ferrailage:

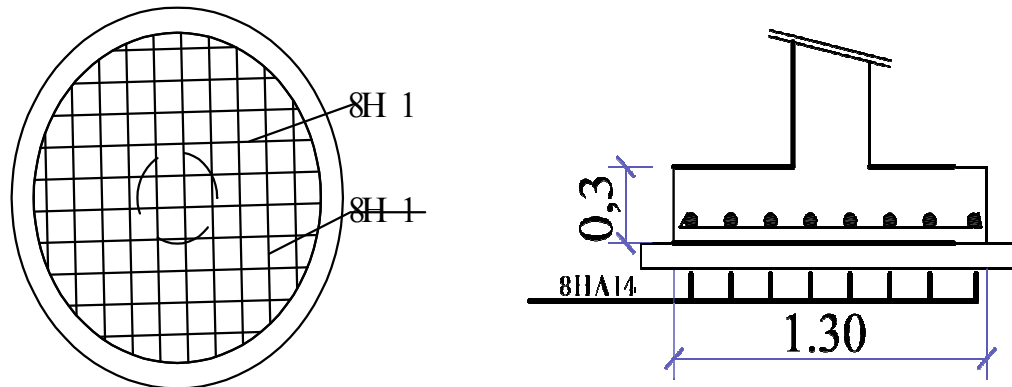


Figure VII..7. Ferrailage de la semelle circulaire.

VI.3.3. 1. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm :

Avec $L=3.45$ m

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment max M [kN.m]
<i>ELU:1.35G+I</i>	231.58	100.21
<i>Q</i>		
<i>ELS :G+Q</i>	168	72.8

Tableau IV.: Sollicitations des semelles filantes.

• Calcul des sollicitations :

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{231.58}{3.45} = 67,12 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{100.21}{3.45} = 29,046 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{168}{3.45} = 48,69 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{72.80}{3.45} = 21,10 \text{ KN.m/ml}$$

Vérification :

$$\frac{N_{Ser}}{\sigma_{ser}} = 2,30 \text{ m}^2 > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 0,93 \text{ m}^2$$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ElS

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{21.10}{48.69} = 0.43m$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 2.58m$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.43}{2.58}\right) \frac{48.69}{250} = 0.285m$$

Donc on adopte : **B=2,8m**

$$B=2.8m \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.43}{2.8}\right) \frac{48.69}{1 \times 2.8} = 25.37KN/m^2$$

$$25.37 KN/m^2 < 200KN/m^2 \dots\dots\dots cv$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 70cm \quad et \quad h = d + 5 = 75cm$$

- **Le ferrailage:**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B}\right) (B - b) = \frac{67.12}{8 \times 70 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.43}{2.8}\right) (2.8 - 0.15) = 13.32 cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 23.66 cm^2$$

On adapte : $A_s = 14HA12 = 15.83 cm^2$

On adapte comme armature complémentaire: (23.66-13.32=10.34 cm²) : 14 HA10=11 cm²

- **L'espacement_:**

Soit : $S_t = 20cm$.

*** Verification de l'espacement :**

$$S_t = 20cm \leq \min (3h, 33 cm) = 33cm \dots\dots\dots cv$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} . B = \frac{13.32}{4} \times 2.8 = 9.32 cm^2$$

Soit : $A_{rep} = 5HA16/ml = 10.05 cm^2/ml$

Soit : $S_t = 22cm$.

*** Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 22cm \leq \min (3h, 33 cm) = 33cm \dots\dots\dots cv$$

a) Vérification du poinçonnement :

On doit vérifier que : $N_p \leq \overline{N}_p = 0.09 \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$

D'où

$$N_p = Nu \left(1 + 3 \frac{e_0}{B} \right) \left(1 - \frac{b+2h}{B} \right) = 138.46 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_p = 138.46 \leq \overline{N}_p = 1125.00 \dots \dots \dots \text{ (CV).}$$

* Schéma de ferrailage:

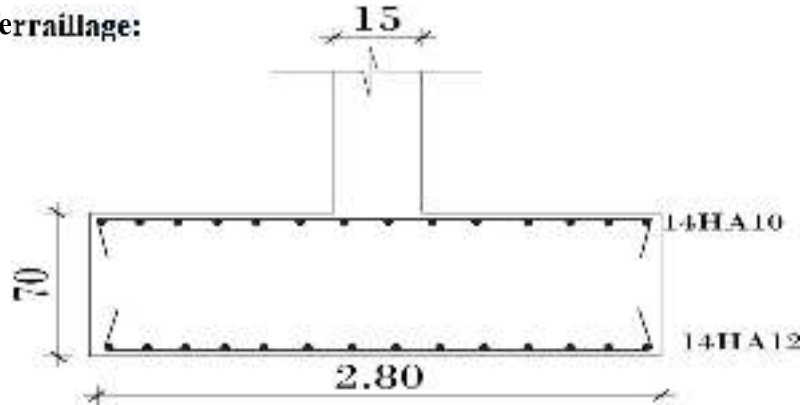


Figure VII.8: Ferrailage de semelle filante.

VII.4. Les longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines dans notre cas sont :

- Site de catégorie S2 → **30cm×25 cm**

Suivant la section des poteaux on prendre la section de longrine (30*30) cm²

Donc la section de la longrine est : **(b×h) = (30×30) cm²**.

Le choix de notre fondation nous oblige à utiliser les longrines pour la construction et assuré un chainage de base permettant la rigidité de l'ensemble des fondations.

Le type de site est (ferme), donc pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = (N/\alpha) > 20 \text{ KN}$ avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : C'est le coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie site considérée.

VII.4.1. Le ferrailage :

Le ferrailage minimum doit être de **0,6%** de la section avec des cadres d'ou l'espacement est inférieur à la **min (20 cm, 15Ø)**.

$$As = 0,6\% B = (0,6 / 100) (30 \times 30) = 5.40 \text{ cm}^2$$

∴

Bloc (R+7)
$F = \frac{N_{max}}{\alpha} = \frac{1389,87}{15} = 92,66KN$
$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = 2,66cm^2$
$A_{min}(RPA) = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.40cm^2$
Soit : $A_s = 4HA14 = 6.16 cm^2$

Tableau VI : Ferrailage des longrines

- L'espace des cadres :

$St \leq \min (20cm, 15\emptyset)$ $St \leq \min (20cm, 15 \times 1.4)$

$St \leq \min (20cm, 21cm)$

On adopte : **St = 20cm**

- Les armatures transversales :

On choisit forfaitairement : **Øt = 8 mm.**

$A_s = 1,5cm^2$

- Condition des armatures transversales :

$\emptyset_t \geq 1/3 \emptyset_l \geq 1/3 \times 14$

$8 mm \geq 4.00 mm \dots\dots\dots cv$

* **Schéma de ferrailage**

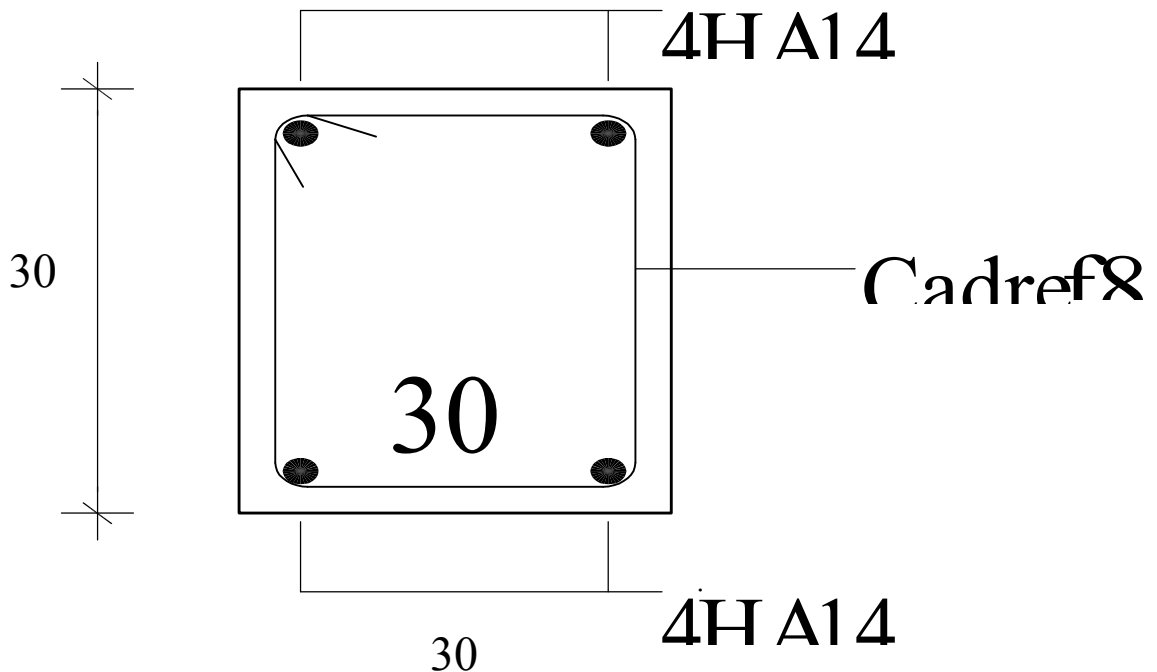


Figure VI.8: Ferrailage des longrines

Conclusion générale

Conclusion :

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Bibliographie

- DTR-BC, 2.48 ; Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version2003) ; C.G.S ; Alger
- Jean-Pierre Mougine, BETON armé, BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris
- DTR-BC, 2.41; Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation».OPU; 1989
- M. Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ».Edition OPU, 1996

Autres documents consultés :

Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

Autodesk Robot structural analysis professional 2014
Autodesk AutoCad 2016

Annexes

ANNEXE 1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0.71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0.41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0.72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0.42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0.73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0.43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0.74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0.44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0.75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0.45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0.76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0.46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0.77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0.47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0.78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0.48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0.79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0.49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0.80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0.50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0.81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0.51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0.82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0.52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0.83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0.53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0.84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0.54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0.85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0.55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0.86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0.56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0.87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0.57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0.88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0.58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0.89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0.59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0.90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0.60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0.91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0.61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0.92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0.62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0.93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0.63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0.94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0.64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0.95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0.65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0.96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0.66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0.97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0.67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0.98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0.68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0.99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0.69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0.70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

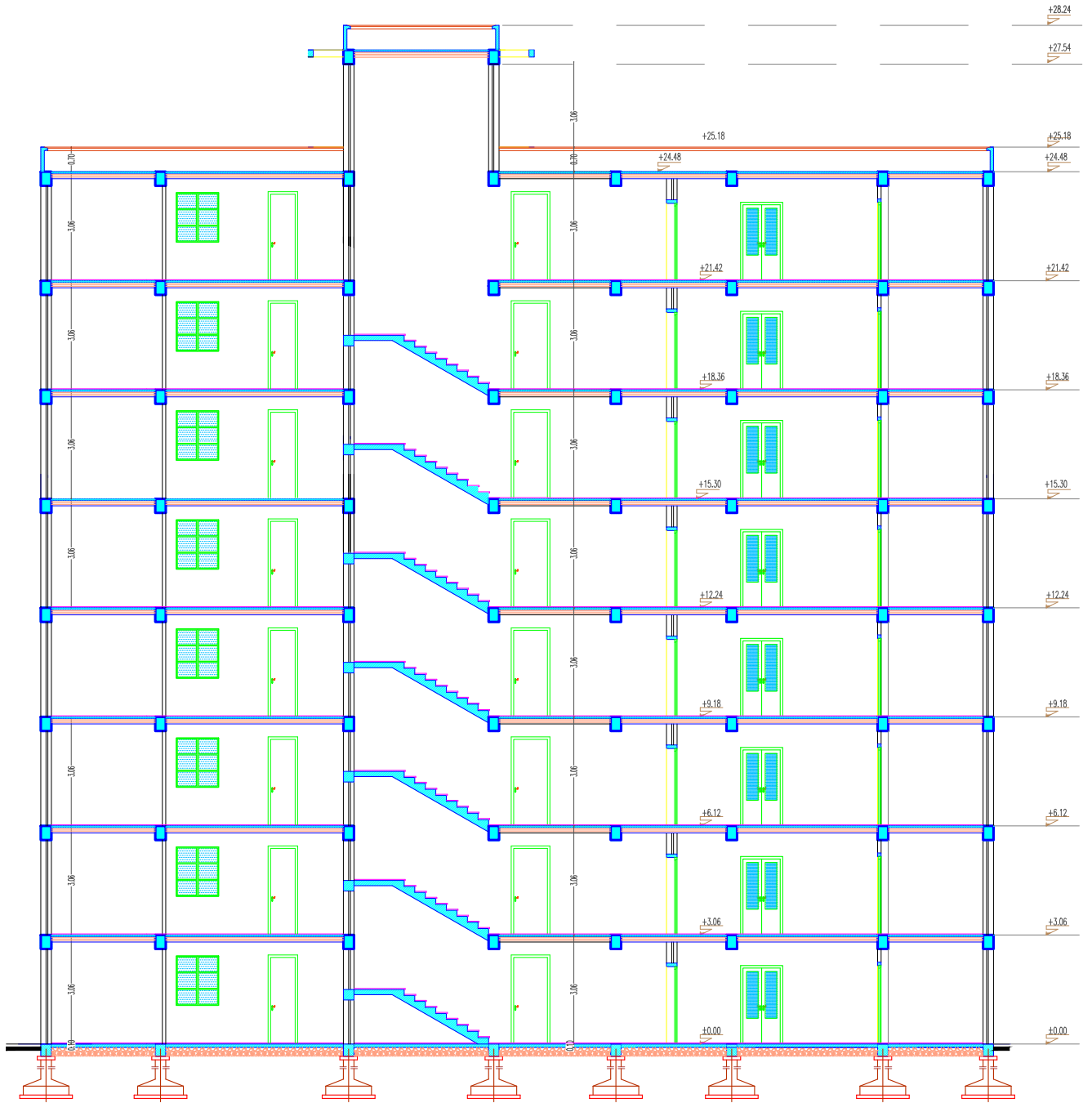
ANNEXE 3

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

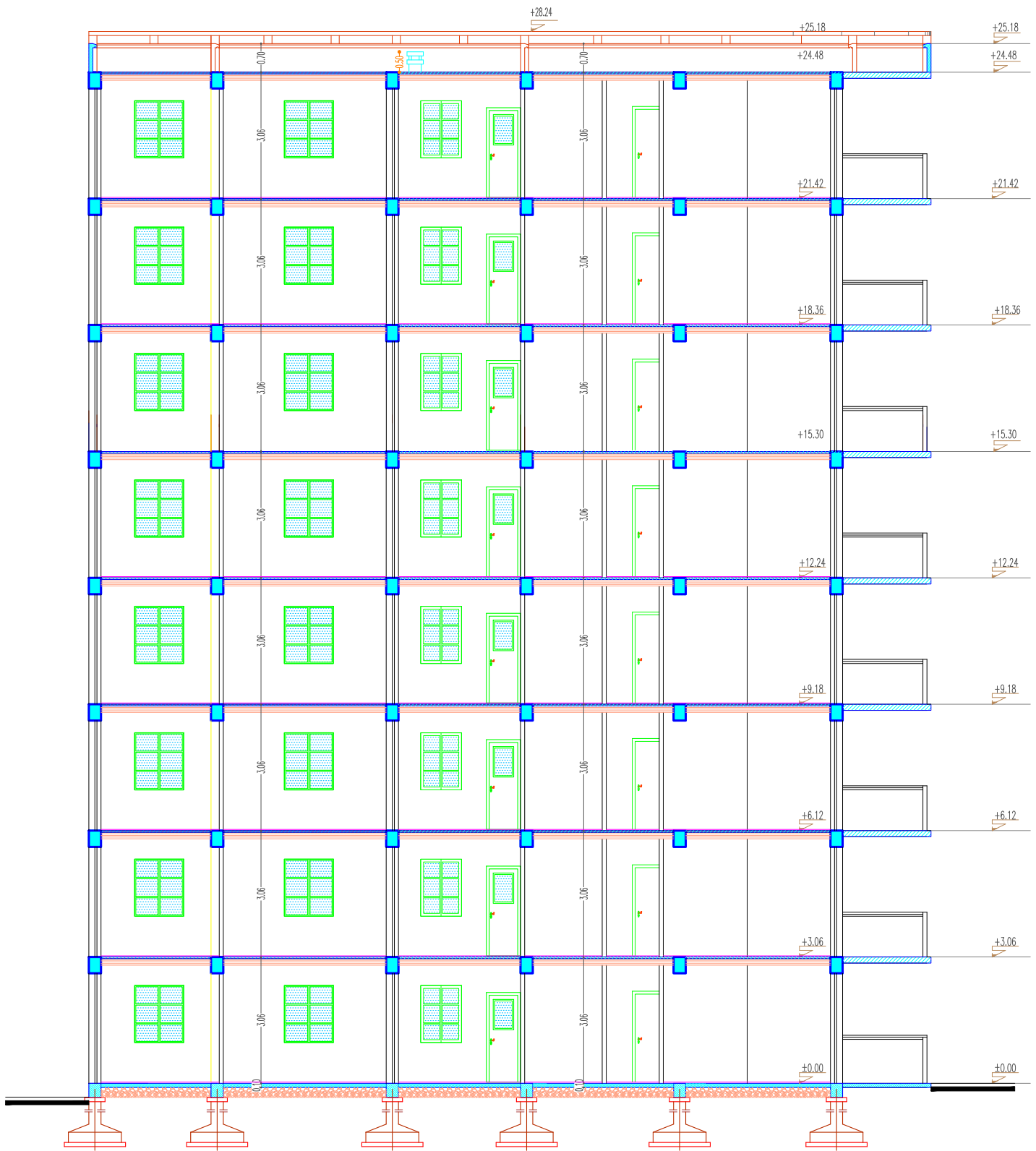
Section en cm^2 de N armature ϕ en mm

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	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	80,42	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	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

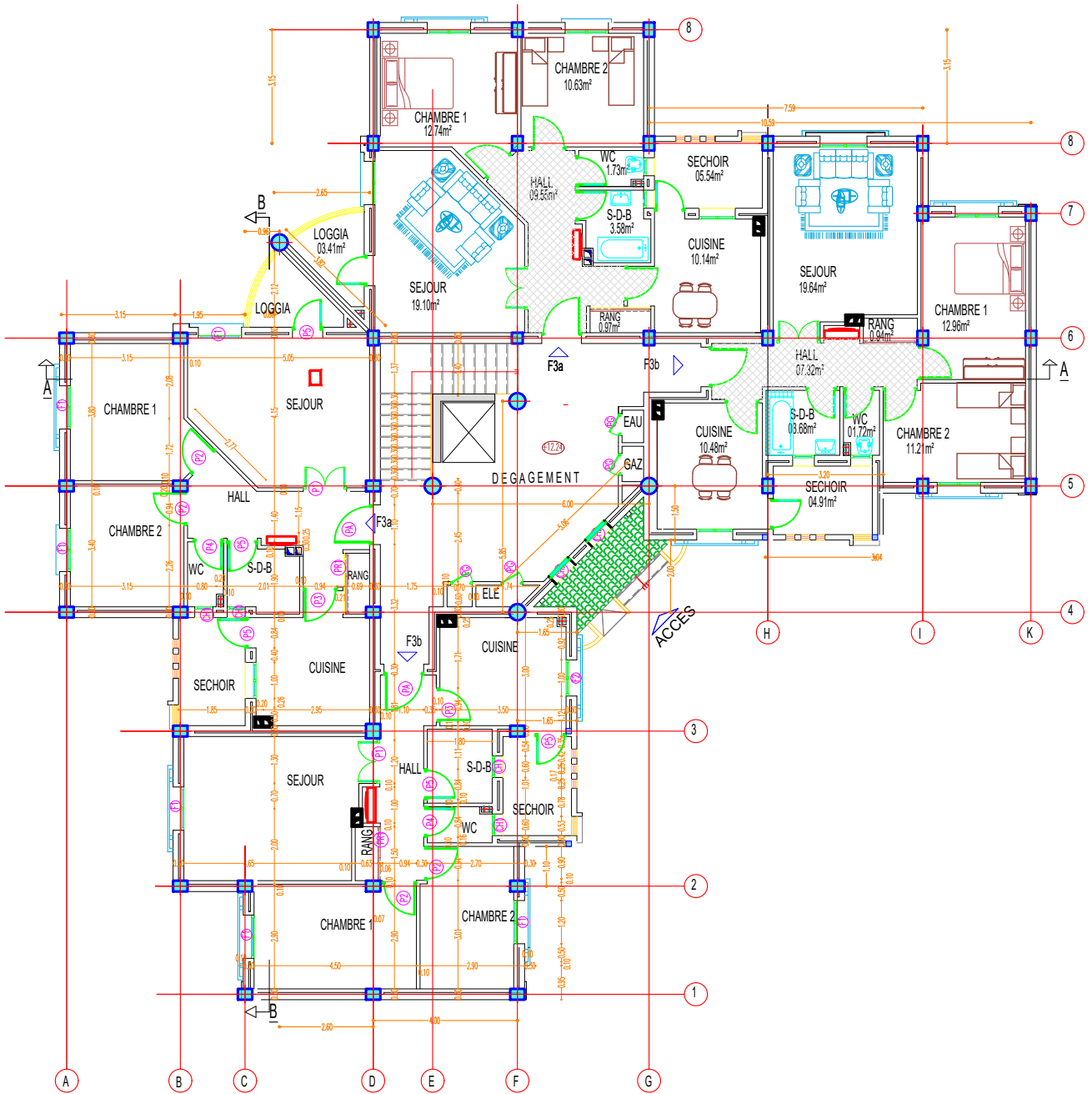
Partie Architectural



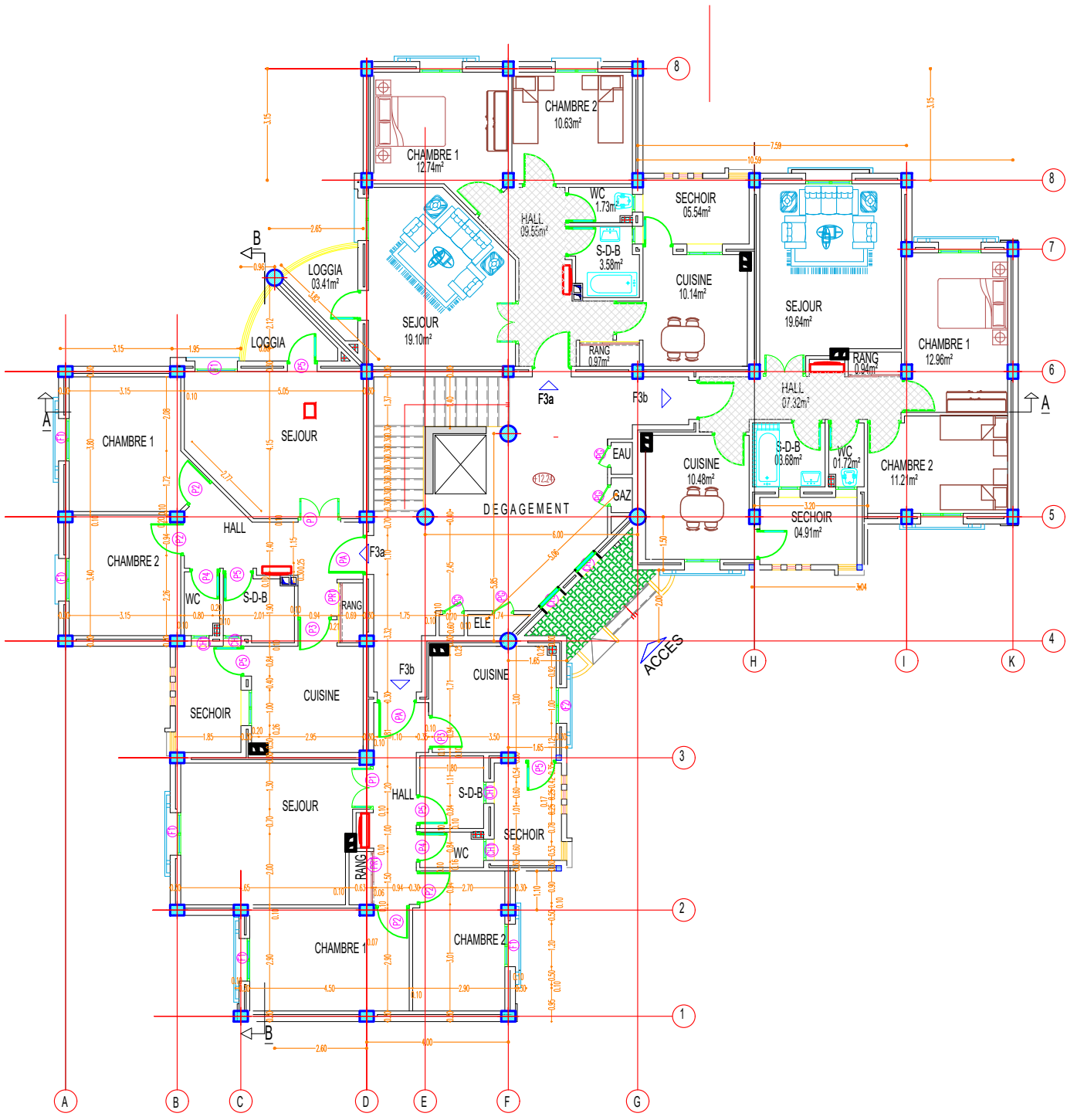
COUPE AA



COUPE BB



PLAN RDC



PLAN Des Etages Courante 1 à 7

