

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



Mémoire

De fin d'étude

THEME

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+8) A USAGE D'HABITATION, COMMERCIAL
ET BUREAU AVEC APLICATION DE L'ETABS.**

REALISE PAR :

MAOUCHE TAHAR

OUERDI DJAMEL

ENCADRE PAR :

Mr .AIT AMMAR

2012/2013



*Au terme de ce modeste travail,
nous tenons à remercier en premier
lieu Dieu tout puissant qui nous a
donné la force et la volonté d'achever
ce projet.*

*Nous remercions nos très chers
parents pour leurs soutiens et leurs
patiences.*

*Nous tenons aussi à remercier
notre promoteur Mr AIT AMMAR pour
son suivi et ses conseils durant
l'évolution de ce travail.*

*Nos remerciements vont
également :*

*-A tous nos enseignants qui ont
contribué à notre formation,*

*-A nos amis et camarades qui
nous ont soutenus.*

*Nous remercions chaleureusement
les membres de jury qui nous feront
l'honneur d'examiner notre travail.*

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

	PAGE
I.1) Introduction	1
I.2) Caractéristiques géométriques.....	
I.3) Eléments de l'ouvrage	
A) Planchers	
B) balcons	
C) Maçonnerie	
D) Revêtements	
E) Escaliers	
F) Cage d'ascenseur	2
G) Coffrage	
I.4) Caractéristiques du sol	
I.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux	
I.5.1) Béton	
I.5.2) Module d'élasticité	4
I.5.3) Coefficient de poisson.....	5
I.5.4) Acier.....	
1.5.4.1) Module de déformation longitudinal.....	6
1.5.4.2) Contraintes limites	
1.5.4.3) Diagramme contraintes déformations de l'acier	7
1.5.4.4) Protection des armatures (Art A7.1 BAEL)	

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II .1) INTRODUCTION	8
II.2) les planchers	
II.3) les poutres	9
II.3.1. Poutres principales	
II.3.2. Poutres secondaires	
II.3.3. Vérification des conditions exigées par le RPA	
II.4) les voiles	10
II.5) les poteaux	
II.5.1. descente de charge	
II.5.1.1.Surface influence.....	11
II.5.1.2. Détermination des charges et surcharges.....	
II.5.1.3. poids propre des éléments	12
II.5.1.4. Dégression verticale des surcharges d'exploitation.....	13
II.5.1.5.Tableau récapitulatif de la descente de charge	14
II.5.1.6.Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)	15
II.5.1.7. Vérification de la résistance des poteaux au flambement	

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS

III.1.CALCUL DE L'ACROTERE.....	16
III.2.CALCUL DES ESCALIER.....	24
III.3.CALCUL DE LA POUTRE PALIERE.....	39
III.4.CALCUL DE PLANCHER.....	45
III.5.CALCUL DE BALCON.....	63
III.6.CALCUL DE LA SALLE MACHINE.....	68

CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DE (RPA)

INTRODUCTION.....	76
IV.1. Description de L'ETABS	
IV.2. Etapes De Modélisation	
IV.3.Choix De La Méthode.....	77
IV .4.Contreventement.....	79
IV.4.1. calcul des inerties des refends	
IV.4.2. pourcentage des charges verticales reviennent aux refends.....	81
IV.4.3.calcul des inerties des poteaux	82
IV.5.Etude du contreventement à l'aide du logiciel ETABS avec l'option « section cut ». 83	
IV.6. vérification de la structure selon les exigences du RPA.....	85
IV.6.1.La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003).....	
IV.6.2.Pourcentage de la participation de la masse modale	86
IV.6.3.Vérification de l'effort tranchant à la base (ART 4.3.6/ RPA)	
IV.6.4.Calcul des déplacements relatifs (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003).....	88
IV.6.5. Déplacement maximal de la structure	89
IV.6.6.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Art 5.9. RPA 99/ version 2003).....	90
IV.6.7.Vérification de l'excentricité	92
IV.6.8.Effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003)	93

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1.Ferraillage des poteaux	94
V.2. Ferraillage des poutres	105
V.3. Ferraillage des voiles.	125

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

INTRODUCTION.....	131
VI.1. semelles isoles sous poteaux	
VI-2 semelles filantes.....	132
A) Semelles filantes sous poteaux	
B) Semelles continues sous voiles	133
VI.3.radier général.....	135
VI.3.1.Pré dimensionnement du radier	
VI.3.2.Détermination des efforts	136
VI.3.3.Vérification de la contrainte de cisaillement.....	138
VI.3.4.Vérification de la stabilité du radier	
VI.3.5.Vérification de l'effort de sous pression.....	140
VI.3.6 Ferrailage du radier	
VI.4. Calcul de ferrailage à l'ELU	141
VI.5.Calcul à l'ELS	144
VI.6.Ferrailage du débord.....	145
VI.7.Ferrailage des nervures	146
VI.7.1.Charges à considérer	147
VI.7.2.Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant.....	148
VI.7.3.Sollicitations maximales.....	151
VI.7.4.Ferrailage des nervures à L'ELU.....	
VI.7.5.Vérifications à l'ELU.....	152
VI.7.6.Vérification à l'ELS.....	153
VI.7.7.Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34)	154
CONCLUSION GENERALE.....	157
BIBLIOGRAPHIE.....	158

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.I.1 : caractéristiques des aciers.....	5
Tableau. II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA	9
Tableau. II.2 : Détermination de la charge permanente du Plancher terrasse	11
Tableau. II. 3 : Détermination de la charge permanente du Plancher d'étage courant.....	12
Tableau .II.4 : Charges revenant aux murs extérieurs.....	
Tableau. II.5 : les valeurs de la relation $(3+n)/(2n)$	13
Tableau .II.6 : récapitulatif de la descente de charge.....	14
Tableau II.7. Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1).....	15
Tableau III.2.1 : Poids des revêtements.....	26
Tableau III.2.2 : Charge totale du palier.....	
Tableau III.2.3 : Charge totale de la volée.....	
Tableau. III-5-1 Les charges permanentes revenant au balcon.....	63
Tableau III-5-2 :.Les charges concentrées revenant au balcon.....	
Tableau IV-1- Caractéristiques du spectre de réponse.....	78
Tableau IV.2 : inerties des refends transversaux.....	79
Tableau IV.3 : inerties des refends longitudinaux.....	80
Tableau IV.4: Charges verticales repris par les voiles.....	81
Tableau IV.5: Charges et surcharges des plancher.....	
Tableau IV.6: Inerties des Poteaux.....	82
Tableau IV-7- Période et participation massique.....	85
Tableau IV-8- Valeurs de pénalités P_q	87
Tableau.IV.9.Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal.....	88
Tableau IV-10- Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.....	89
Tableau IV-11-: justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ suivant le sens x-x.....	91

Tableau IV-12-: justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant le sens y-y.....	91
Tableau IV-13- Vérification de l'excentricité suivant le sens x-x	92
Tableau IV-14- Vérification de l'excentricité suivant le sens y-y	
Tableau V-1-1 : Ferrailage des poteaux suivant le sens transversal.....	96
Tableau V-1-2 : Ferrailage des poteaux suivant le sens longitudinal.....	97
Tableau V-1-3 : Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS.....	103
Tableau V-1-4 : Vérification de la condition de non fragilité.....	104
Tableau V-2-1 : Pourcentage des armatures longitudinales.....	105
Tableau V.2.2.Ferrailage des poutres secondaires en travée fibres supérieures et inférieures...109	
Tableau V-2-3 Ferrailage des poutres secondaires sur appuis supérieures et inférieure.....	111
Tableau V-2-4 Ferrailage des poutres principales en travée fibres supérieures et inférieure.....	114
Tableau V-2-5.Ferrailage des poutres principales sur appuis supérieures et inférieures.....	116
Tableau V-2-6: Vérification des contraintes max dans les poutres secondaires.....	122
Tableau V-2-7 : Vérification des contraintes max dans les poutres principales.....	123
Tableaux V-3-1 calcul de ferrailage pour les voiles longitudinaux.....	129
Tableaux V-3-2 calcul de ferrailage pour les voiles transversaux.....	130
Tableau VI-1 Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle.....	132
Tableau VI-2 Surface des semelles filantes sous voiles longitudinales.....	
Tableau VI-3 Surface des semelles filantes sous voiles longitudinales.....	134
Tableaux .VI-4 : Ferrailage du panneau de dalle à ELU.....	143
Tableaux .VI-5 Vérifications des contraintes.....	144
Tableau.VI.6.Efforts tranchant et moments fléchissant max en travée et sur appuis Sens xx...151	
Tableau.VI.7.Efforts tranchant et moments fléchissant max en travée et sur appuis Sens yy.....	
Tableau.VI-8 Ferrailage des nervures aux appuis et en travées Sens xx.....	
Tableau.VI-9 Ferrailage des nervures aux appuis et en travées Sens yy.....	152

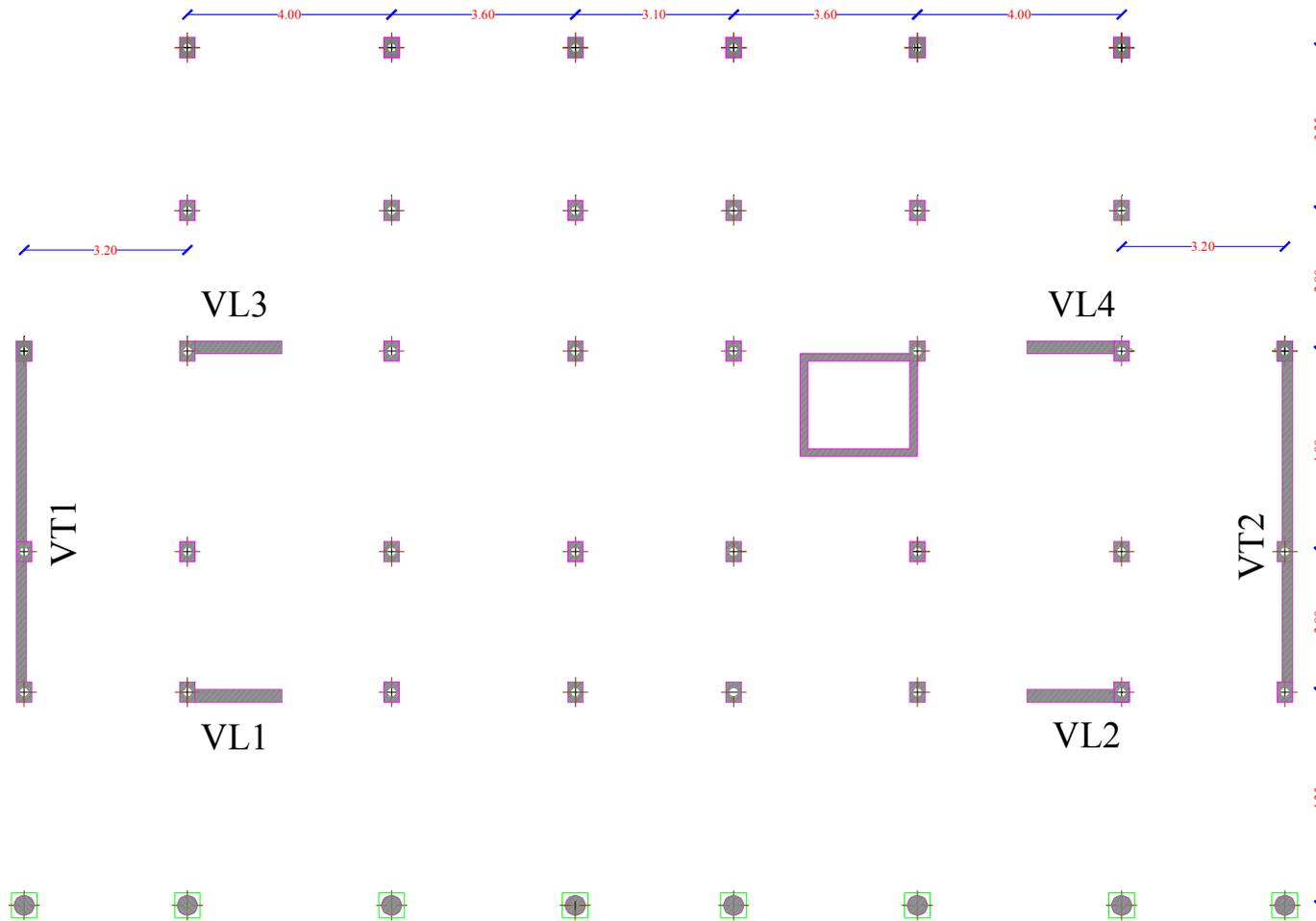
LISTE DES FIGURES

Fig.I.1.Diagramme simplifié contraintes déformations du béton à l'ELU.....	3
Fig.I.2.Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	4
Fig.I.3.Diagramme contraintes déformations de l'acier.....	7
Fig.II.1.Coupe verticale du plancher.....	8
Figure .II.2.Localisation du poteau le plus sollicité.....	11
Figure .II.3.plancher terrasse.....	
Figure .II.4.Plancher d'étage courant.....	12
Figure .II.5.coupe verticale d'un mur extérieure.....	
Figure. II.6 : Dégression verticale des surcharges d'exploitation.....	14
Fig III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère.....	16
Fig III.1.2 : schéma statique de l'acrotère.....	
Fig III.1.3 : Diagrammes des efforts.....	17
Fig III.1.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	18
Fig III.1.5 Plan de Ferrailage de l'acrotère.....	23
Fig III.2.1 : Terminologie de l'escalier.....	24
Fig III.2.2 : Schéma statique de la volée d'étage courant.....	25
Fig III.2.3: Schéma statique de calcul de la 1 ^{ère} volée à l'ELU.....	27
Fig III.2.4 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.....	29
Fig III.2.5 : Diagramme des moments fléchissant réduits.....	
Fig III.2.6 : Schéma statique de calcul de la 1 ^{ère} volée à l'ELS.....	33
Fig III.2.7 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELS.....	35
Fig III.2.8 : Diagramme des moments fléchissant réduits.....	
Fig III.3.1: Schéma de la poutre palière.....	39
Fig III.3.2 section de la poutre.....	
Fig III.3.3: Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant.....	40
Fig III.3.4 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	44
Figure.III.4.1.représentation des corps creux et des poutrelles.....	45

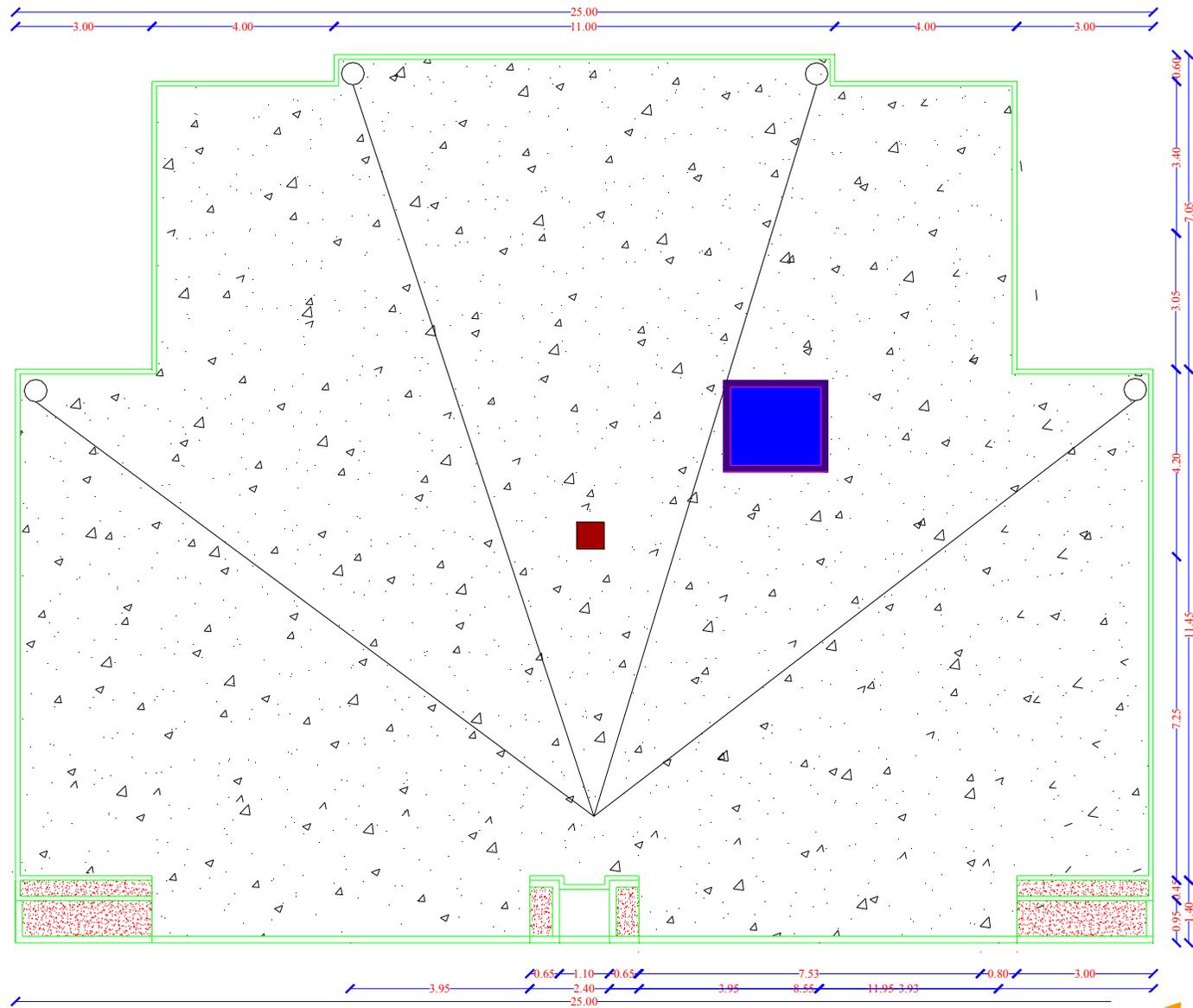
Figure.III.4.2. ferrailage de la dalle de compression.....	46
Figure.III.4.3.Dimensions de la section en Té.....	
Figure.III.4.4.Schéma statique de la travée.....	47
Figure III.4.5. Diagramme des moments d'une poutre continue.....	48
Figure III.4.6.diagrammes des moments fléchissant à l'ELU en KN m.....	49
Figure III.4.7. Diagramme des moments d'une poutre continue.....	
Figure III.4.8. diagrammes des moments fléchissant à l'ELU en KN m.....	50
Figure. III.4.9. Diagramme des moments d'une poutre continue.....	51
Figure . III.4.10. diagrammes des moments fléchissant à l'ELU en KN m	52
Figure. III.4.11. diagrammes des efforts tranchant à l'ELU en KN	53
Figure .III.4.12.diagrammes des efforts tranchant à l'ELU en KN	
Figure .III.4.13.diagrammes des moments fléchissant à l'ELS en KN m	56
Figure .III.4.14.diagrammes des efforts tranchant à l'ELS en KN.....	
Figure .III.4.15. Ferrailage adopté pour les poutrelles de type1 et type2.....	58
Figure.III.4.16.diagrammes des moments fléchissant à l'ELS en KN m.....	60
Figure .III.4.17.diagrammes des efforts tranchant à l'ELS en KN	
Figure .III.4.17.Ferrailage adopté pour les poutrelles.....	62
Figure III-5-1: Coupe verticale et schéma statique du balcon.....	63
Figure III-5-2: bande d'un mètre de largeur.....	64
Figure III-5-3. Coupe verticales du balcon.....	67
Fig III.6.1 : schéma de l'ascenseur.....	68
Fig.III.6.2 : schéma statique de la salle machine.	
Fig.III.6.3 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle.....	75
Figure IV-1- Vue en trois dimensions de la structure.....	77
Figure IV-2- Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse.....	78
Fig. IV .3 : Coupe sur des voiles pleins	79
Fig. IV .4: Coupe de voile.....	
Fig. IV .5: Coupe de voile longitudinal.....	80
Figure IV-6- Effort repris par les portiques et les voiles.....	83

Figure IV-7- Effort repris par les voiles.....	83
Figure IV-8- Effort repris par les portiques et les voiles.....	84
Figure IV-9- Effort repris par les voiles.....	
Figure IV-10- déplacement maximale dans le sens x-x.....	89
Figure IV-11- Déplacement maximale dans le sens y-y.....	90
Figure VI-1-1 Coupe d'un poteau.....	95
Fig. V-2-1 : schéma de calcul en flexion simple.....	106
Figure V-2-2 Diagramme des moments fléchissant KNm.....	107
Figure V-2-3. Diagramme des moments fléchissant KNm.....	
Figure V-2-4 diagramme des moments fléchissant KNm.....	108
Figure V-2-5 diagrammes des moments fléchissant sur appuis et en travée KNm.....	
Figure V-2-6 diagrammes des moments fléchissant sur appuis et en travée KNm.....	113
Figure V-2-7 La flèche suivant (xx).....	124
Figure V-2-8 La flèche suivant (yy)	
Fig. V-3-1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	127
Fig.VI-1 Schéma de la semelle isolée.....	131
Fig.VI-2 Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle.....	133
Fig. VI-3 Diagramme des contraintes.....	139
Fig. VI-4 Schéma statique du débord.....	145
Fig VI-5 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.....	148
Fig VI-6 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU.....	
Fig VI-7 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.....	
Fig VI-8 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS.....	149
Fig VI-9 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	
Fig VI-10 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU.....	
Fig VI-11 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.....	150
Fig VI-12 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS.....	
Fig.VI-13 Schéma de ferrailage du radier (sens XX).....	155
Fig.VI-14 Schéma de ferrailage du radier (sens YY).....	156

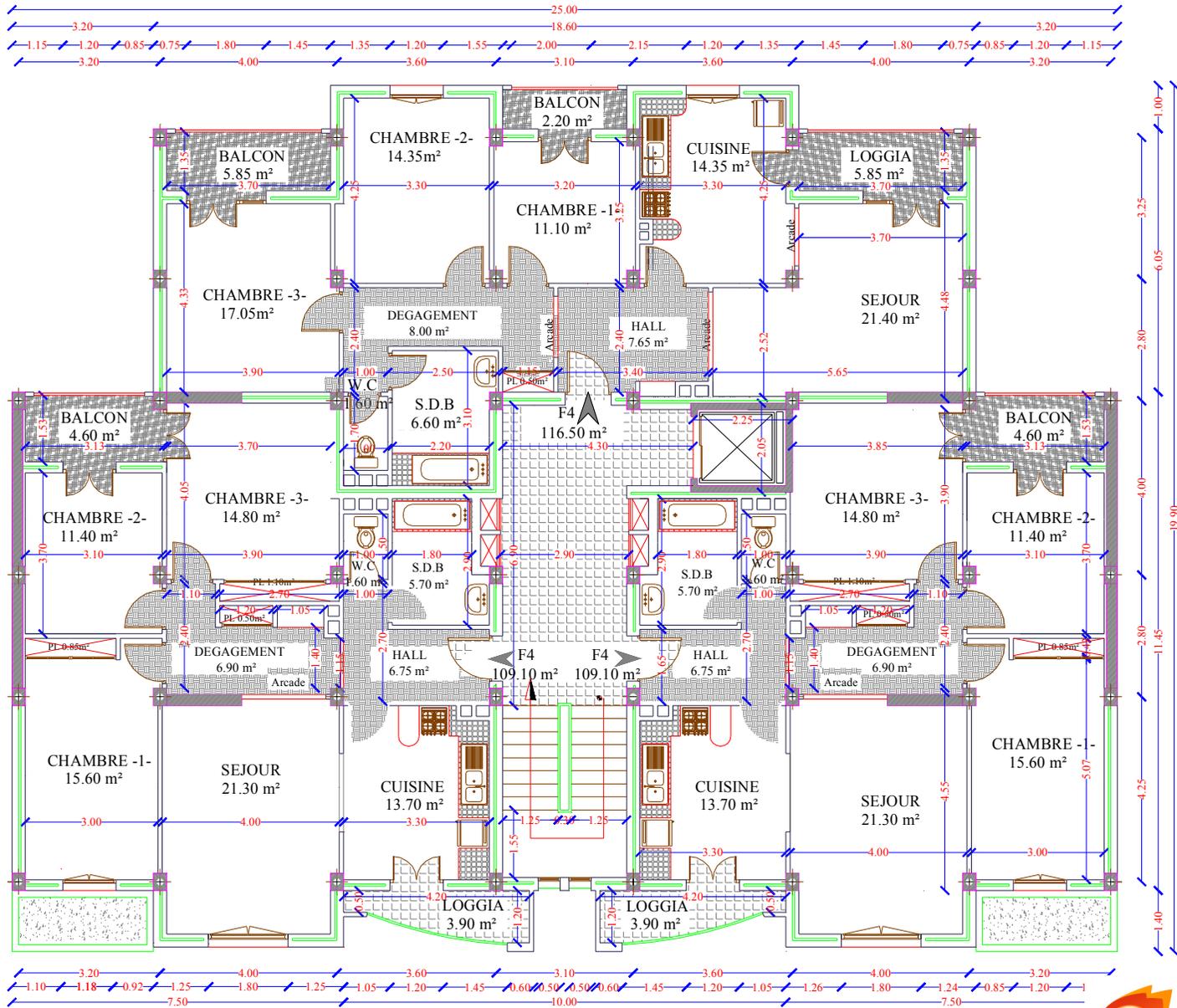
DISPOSITION DES VOILES



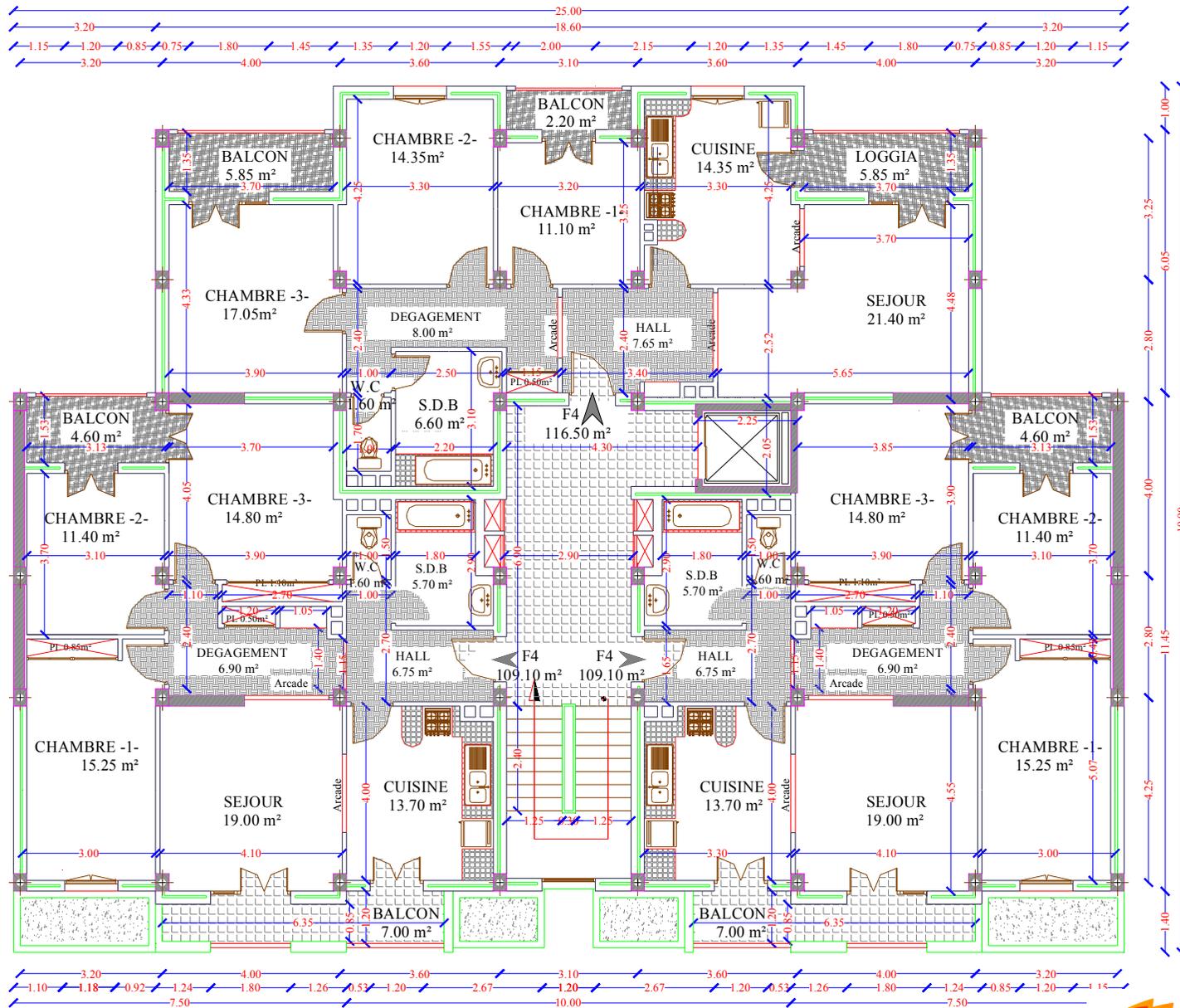
PLAN DE LA TERRASSE



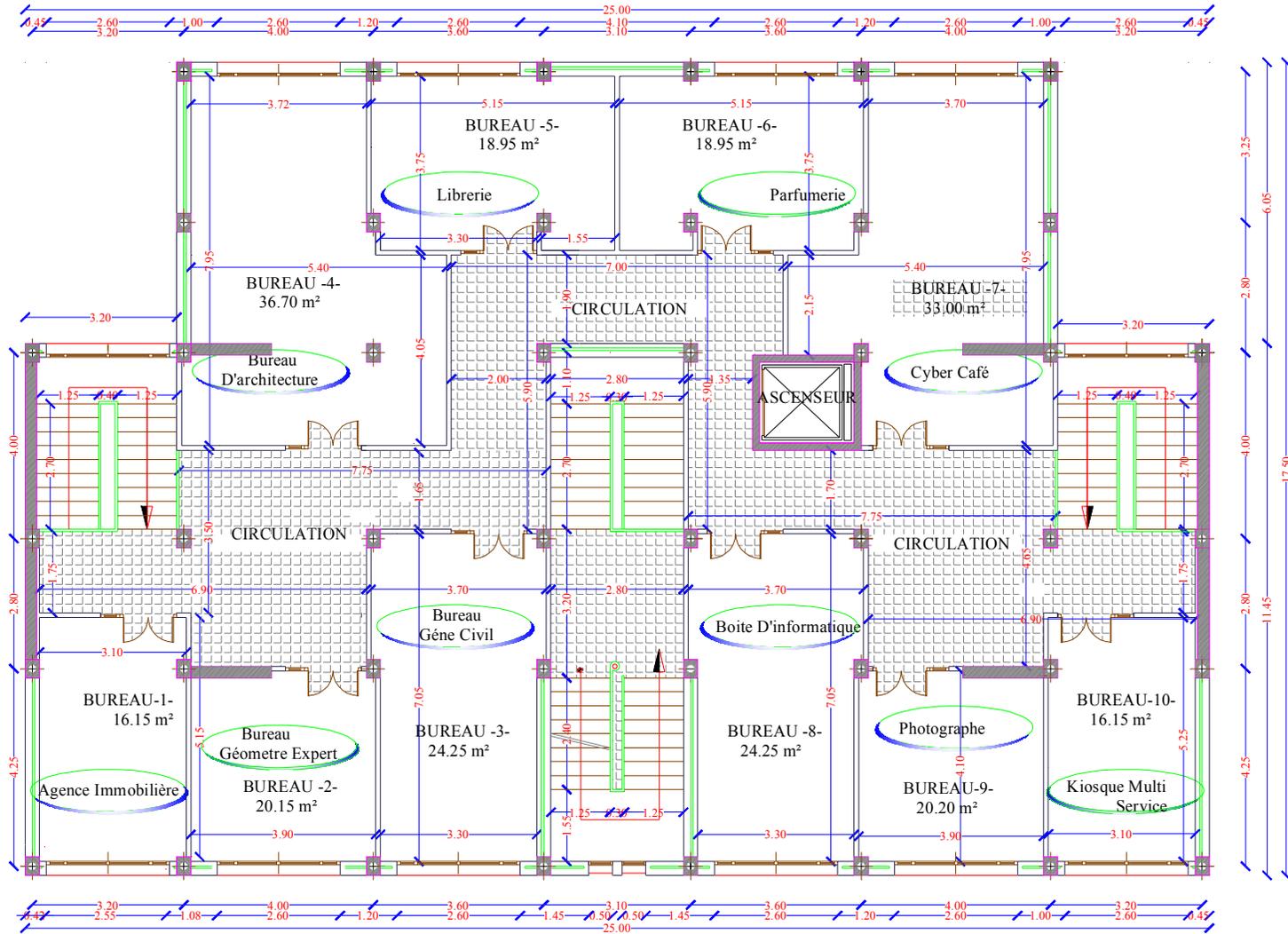
PLAN DU 6eme ETAGE



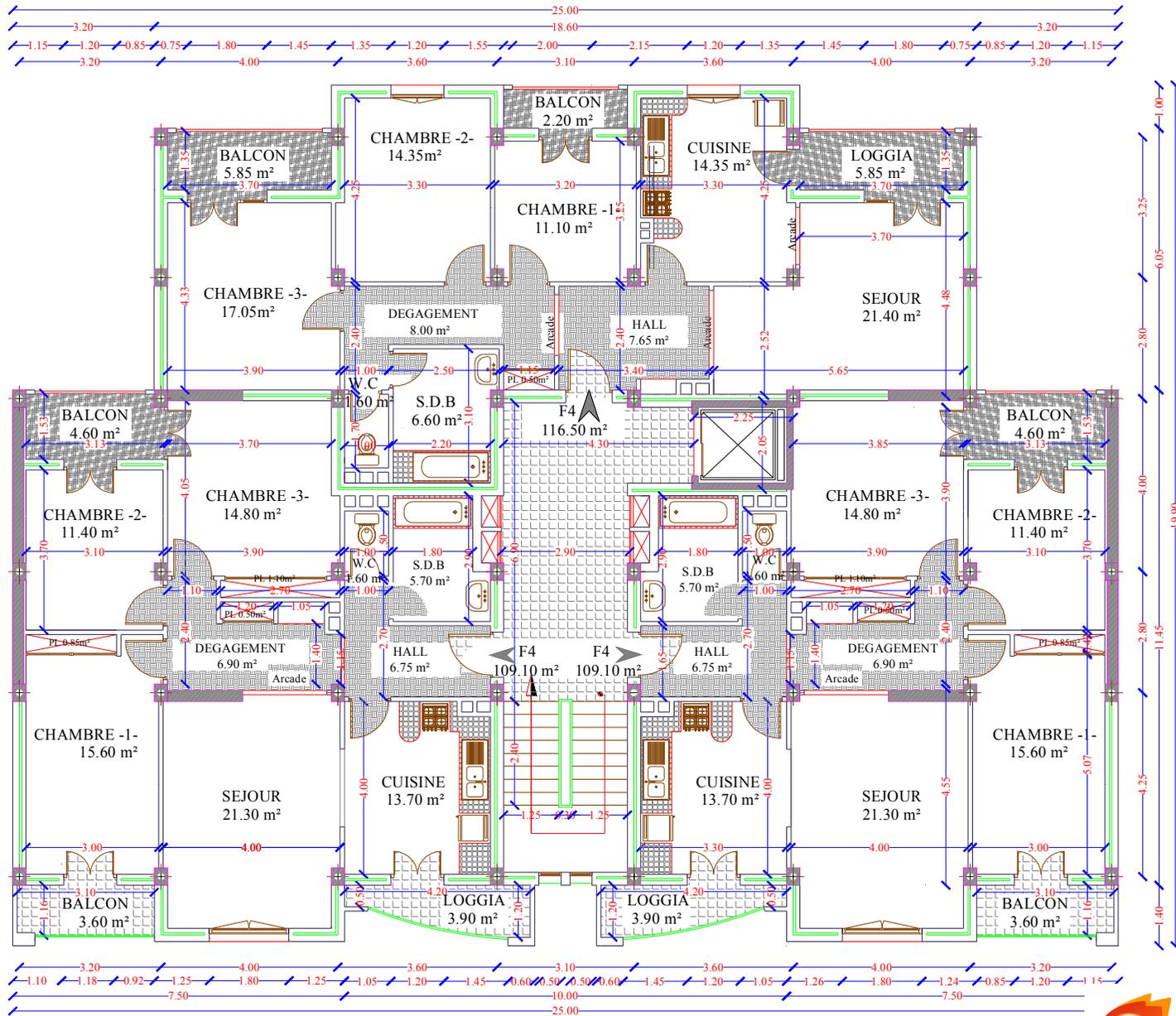
PLAN DU 7eme et 8eme ETAGE



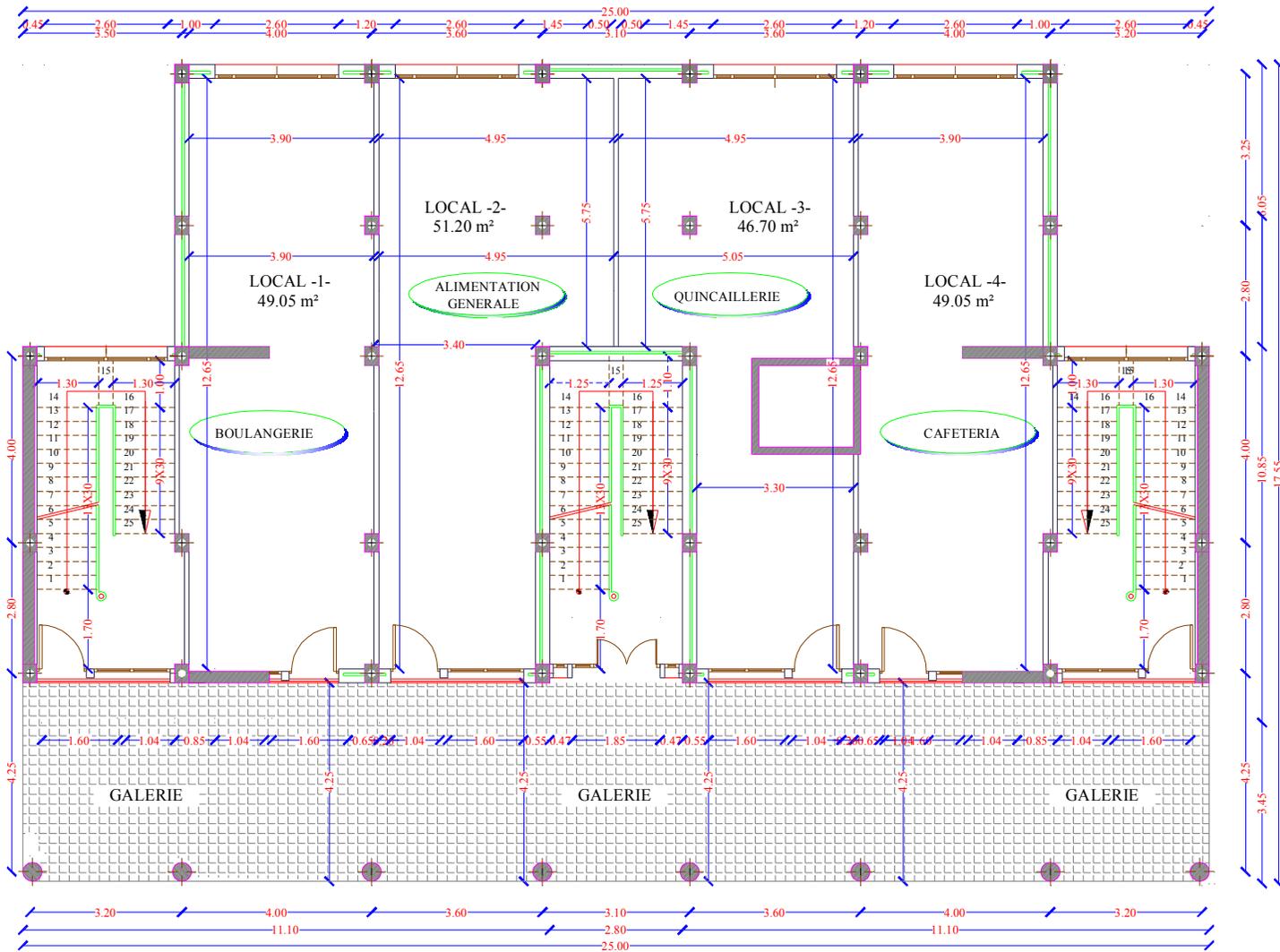
PLAN DU 2eme ETAGE



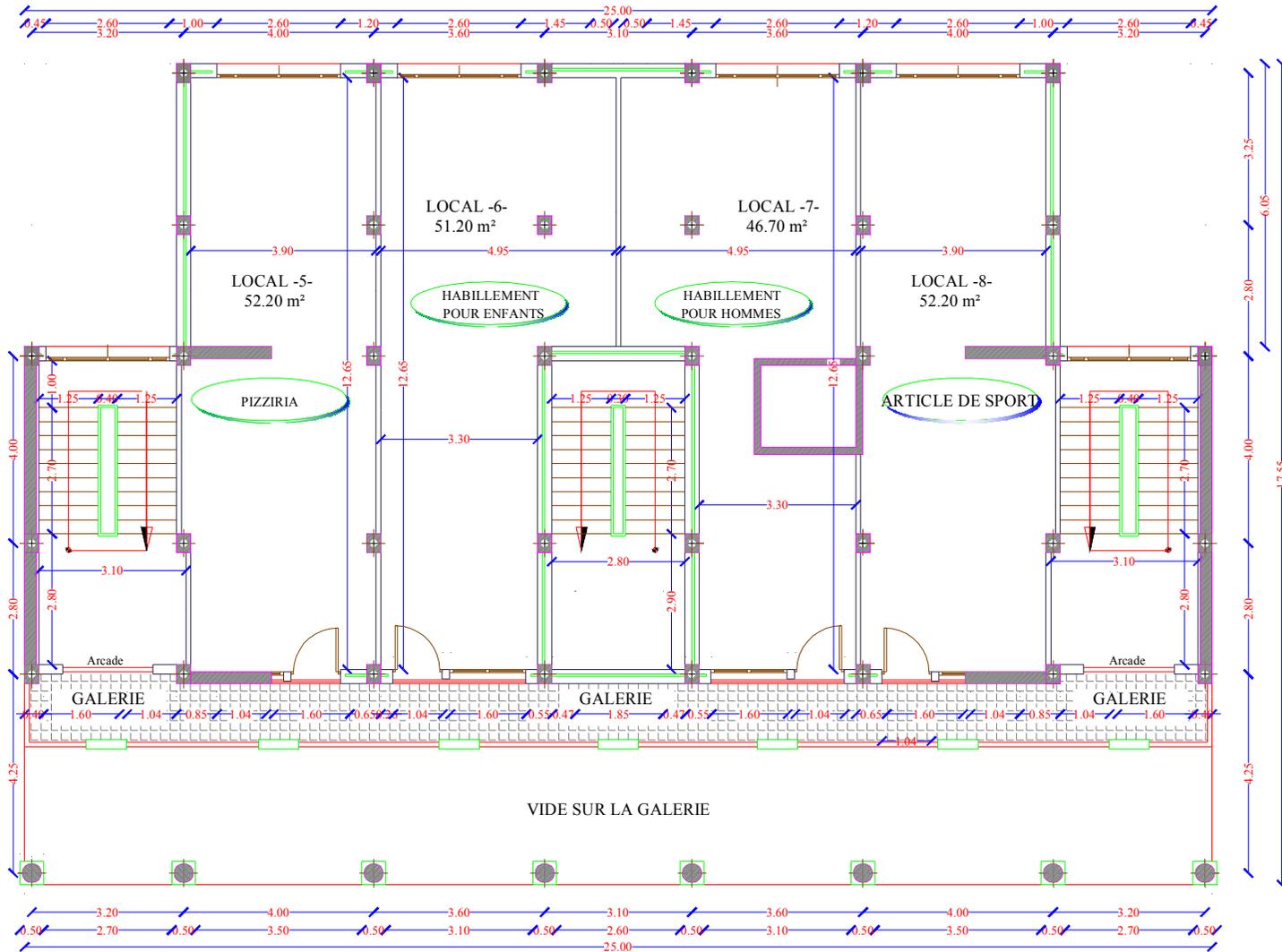
PLAN DU 3eme ,4eme et 5eme ETAGE



PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



PLAN DU 1er ETAGE



COUPE AA



FACADE PRINCIPALE



Introduction :

Le béton armé de par sa composition est obtenu par incorporation d'armatures dans le béton pour reprendre les efforts de traction. Le béton seul résiste mal à la traction mais résiste bien à la compression. C'est un matériau très hétérogène et anisotrope. L'acier est un matériau homogène et isotrope, il résiste aussi bien en traction qu'en compression.

Le mélange de ces deux matériaux est hétérogène et anisotrope. Les pièces en béton armé jouent un rôle important dans la structure dont elles font partie. Un pourcentage minimal d'armatures est habituellement prévu, en application de la règle de non fragilité, lorsque la résistance à la traction par flexion des pièces est supposée nulle.

Dans ce projet de conception et de dimensionnement d'un immeuble (R+8) en béton armé, une répartition des différents éléments avec leur section de béton et d'acier est proposée afin que la structure puisse résister de façon efficace aux sollicitations et transmettre les charges au sol de fondation.

Des principes de calculs propres au béton armé ont été élaborés grâce à des hypothèses permettant une application de la Résistance des Matériaux. Il s'agit de la loi de HOOK, du principe de superposition, de l'hypothèse de NAVIER-BERNOULLI (les sections planes restent planes après déformation).

Ainsi, la théorie utilisée actuellement pour le calcul des ouvrages de béton armé est basée sur des données consistant à étudier leur comportement local ou d'ensemble. C'est ce qui a permis le calcul suivant la méthode des ETATS LIMITES.

L'informatique constitue à notre époque un outil très précieux vis-à-vis de l'élaboration d'un travail de routine et de recherche, notamment dans le calcul des ouvrages de génie civil. C'est ainsi que nous avons choisi le logiciel ETABS pour effectuer la conception et le dimensionnement de l'immeuble.

I.1) Introduction :

Notre projet consiste à l'étude d'un immeuble (R+8) à usage d'habitation, commerce et bureau. Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles). L'ouvrage est de groupe **d'usage2** (ouvrage de moyenne importance). Il est implanté à TIZI-OUZOU, classé selon le Règlement Parasismique Algérien comme une zone de moyenne sismicité (**zone II a**).

La contrainte de calcul, évaluée à l'aide de la résistance à la pénétration, est de 2.5 bars.

I.2) Caractéristiques géométriques :

- longueur totale du bâtiment : 25.00m
- largeur totale du bâtiment : 17.55m
- hauteur totale du bâtiment : 28.90m
- hauteur d'un étage courant : 3,06m
- hauteur d'un rez-de-chaussée : 4.42m

I.3) Eléments de l'ouvrage :**A) Planchers :**

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour rôles essentiels :

- les transmissions de différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux,
- la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs,
- une isolation thermique et acoustique.
- Protéger contre les incendies.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.

B) balcons :

Ce sont des aires consolidés au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

C) Maçonnerie :

- Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm, pour tous les étages.
- Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

D) Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

E) Escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier allant du RDC jusqu'au dernier étage.

Ce sont des escaliers en béton armé à deux volées adjacentes coulées sur place.

F) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé coulée sur place.

G) Coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.4) Caractéristiques du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalué :

- Contrainte admissible, $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ Bar}$ à 2m de profondeur.
- Type du sol : sole ferme

I.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I.5.1) Béton :**

Le béton est un mélange ciment, sable, granulats et eau. La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique de 25MPa.

a) Résistance caractéristique à la compression

La résistance à la compression se mesure par compression axiale de cylindres droits de révolution (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

- ☞ A 1 J le béton atteint 15% de sa résistance.
- ☞ A 3 J → 50%.
- ☞ A 7 J → 70%.
- ☞ A 14 J → 80%.
- ☞ A 21 J → 90%.
- ☞ A 28 J → 99%

Le béton évolue avec le temps à 28 jours la résistance à la compression est dite: résistance caractéristique à la compression, noté : f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (Art A2.1, 11 B.A.E.L 91):

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$,
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$.

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b) Résistance caractéristique à la traction « f_{tj} » Art A2.112 BAEL91,

La résistance caractéristique à la traction à j jour noté f_{tj} est conventionnellement, définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c_j} \text{ en Mpa} \quad \text{d'où } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

c) Contraintes limites de service à la compression :

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \text{ en Mpa} \quad (\text{Art 4.5.2 BAEL 91})$$

c.1) Contraintes limite de résistance à la compression « f_{bu} » :

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous Art A4.3.41 BAEL91 :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ en Mpa}$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

θ : coefficient de durée d'application des actions considérées,

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24\text{h}$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1\text{h}$,

Pour $\gamma_b=1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=0.85$, on aura $f_{bu} = 21.74 \text{ MPa}$.

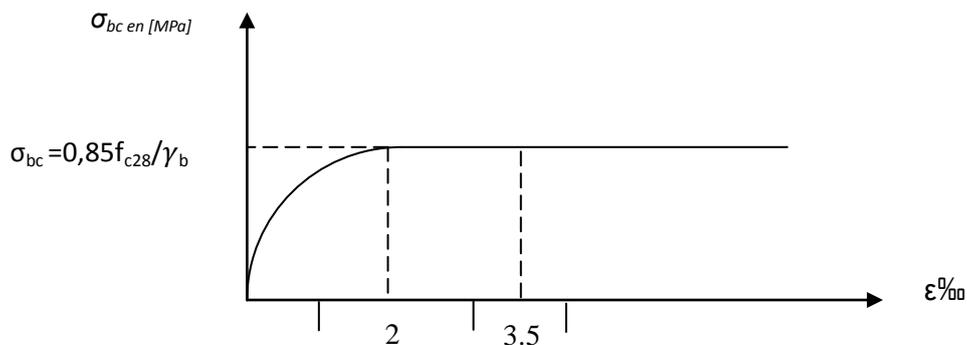


Fig.I.1 : Diagramme simplifié contraintes déformations du béton à l'ELU.

C-2) Contrainte limite de service à la compression (Art : A4.5, 2 B.A.E.L) :

C'est l'état au-delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en Mpa, à 28 jours} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

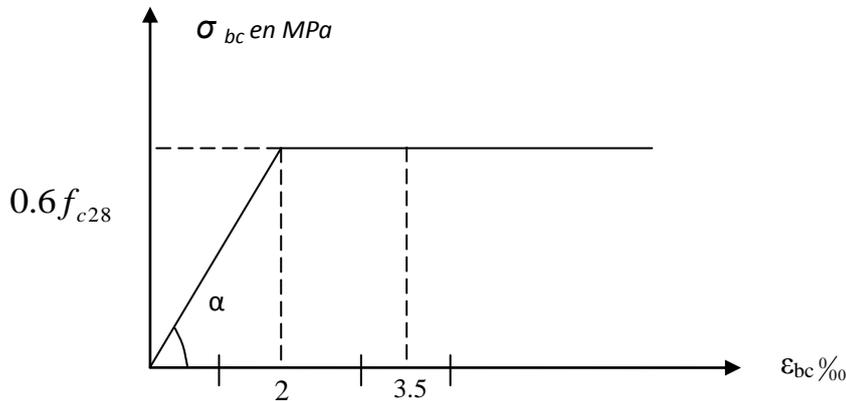


Fig.I.2: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

ϵ_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$\tan \alpha = E_b = \text{constant}$ (module d'élasticité).

C.3) contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad ; \quad \text{Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée,}$$

b : largeur de la section cisailée,

d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.5.2) Module d'élasticité :

Selon la durée des sollicitations on distingue deux types de modules :

a) Module de déformation longitudinale instantané du béton (Art : A2.1, 21 BAEL)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en Mpa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

b) Module de déformation longitudinale différée du béton (Art : A2.1, 22 BAEL)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa.}$$

Pour $f_{c28}=25 \text{ MPa} \longrightarrow E_v=10819 \text{ MPa.}$

c) Module d'élasticité transversale

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \text{ en MPa.}$$

μ : coefficient de poisson,
E : module de YOUNG.

I.5.3) Coefficient de poisson (Art : A2.1, 3 BAEL) :

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

$\nu=0.2$ à l'état limite de service.

$\nu=0$ à l'état limite ultime.

I.5.4) Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, on utilisera 3 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivants :

Type d'aciers	Nominatio n	Symb ole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (ψ)
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	AH	400	480	14‰	1.6	1.5
	Ronds lisses FeE240	RL	235	410-490	22‰	1	1
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	550	550	8‰	1.3	1

Tableau.I.1 : caractéristiques des aciers

1.5.4.1) Module de déformation longitudinal :

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier $E_s=200000$ MPa

1.5.4.2) Contraintes limites :**a) Contrainte limite ultime :**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité tel que : } \begin{cases} \gamma_s = 1.5 \mapsto \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa pour les HA.}$$

b) Contrainte limite de service:

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- Fissurations peu nuisibles :

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

-Fissurations préjudiciables :

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

- Fissurations très préjudiciables :

Dans ce cas-là, on note :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6$ pour les adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta= 1.3$ pour les HA < 6mm

$\eta=1.0$ pour les aciers ronds lisses.

1.5.4.3) Diagramme contraintes déformations de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

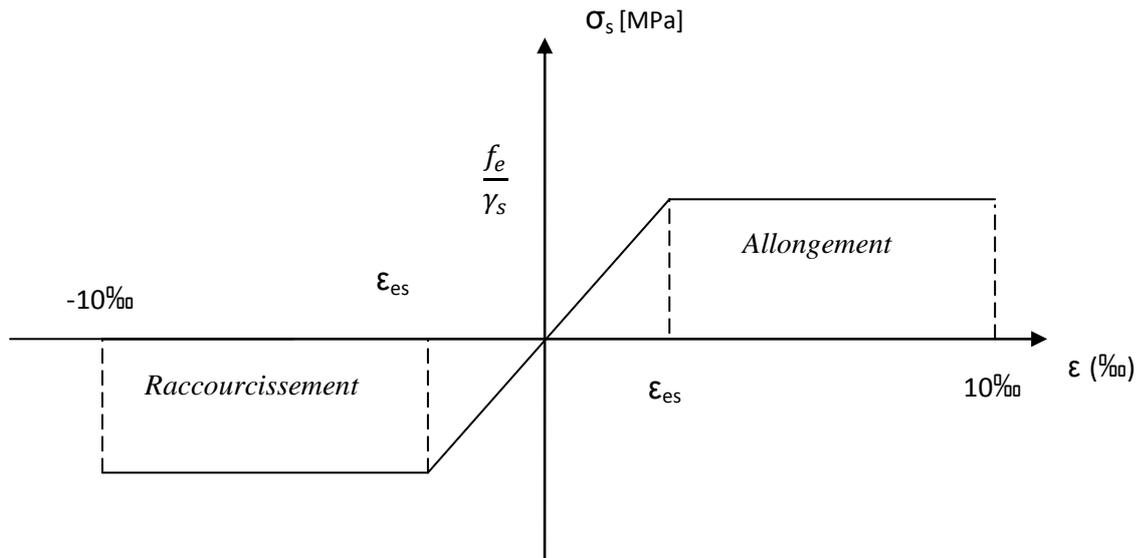


Fig.I.3 : Diagramme contraintes déformations de l'acier

1.5.4.4) Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations;

II.1) INTRODUCTION :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant. Nous allons passer au pré-dimensionnement des éléments structuraux tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. Ce pré-dimensionnement est plus ou moins exact, mais indispensable pour avancer dans l'étude, c'est-à-dire, on risque de redimensionner une fois qu'on a constaté un surdimensionnement ou bien le contraire.

II.2) LES PLANCHERS :

Dans notre projet ; les plancher sont constitués de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées .Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

Avec :

L_{\max} : portée libre maximale des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 425 - 30 = 395 \text{ m.}$$

$$h_t = \frac{395}{22.5} = 17.55 \text{ m}$$

On opte pour un plancher de $h_t = 20 \text{ cm}$ (16+4)

Avec : . Epaisseur du corps creux : 16 cm

. Epaisseur de la dalle de compression 4 cm.

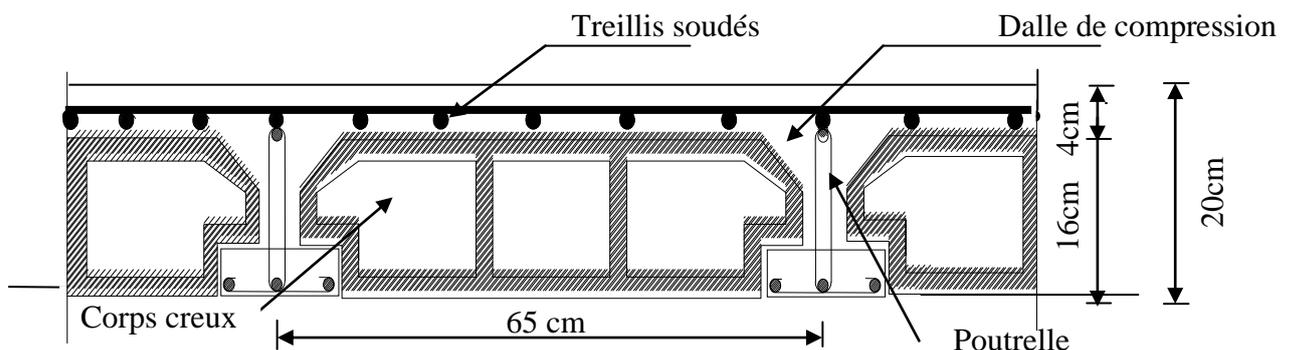


Fig.II.1 : Coupe verticale du plancher.

II.3) LES POUTRES :

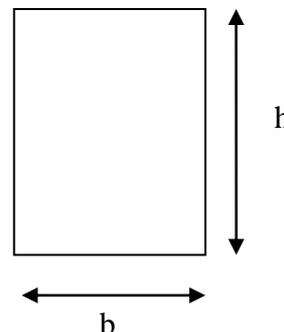
Pour le pré-dimensionnement des poutres ; le [RPA2003-Art 7-5-1] exige :

- Largeur $b \geq 20$ cm
- Hauteur $h \geq 30$ cm
- $\frac{h}{b} \leq 4$

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\diamond \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec : L : Portée.



II.3.1. Poutres principales : (les poutres porteuses).

$$L = 425 - 30 = 395 \text{ cm ;}$$

- $\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26.33 \leq h \leq 39.5$ Soit $h = 35$ cm ;
- $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$ Soit $b = 25$ cm ;

✓ La section des poutres principales adoptée est : (**25×35**) ;

II.3.2. Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elles assurent le chaînage ;

$$L = 400 - 30 = 370 \text{ cm ;}$$

- $\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.66 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm}$. Soit $h = 35$ cm ;
- $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$. Soit $b = 25$ cm ;

✓ La section des poutres secondaire adoptée est : (**25×35**).

II.3.3. Vérification des conditions exigées par le RPA :

<i>Conditions</i>	<i>Poutres principales</i>	<i>Poutres secondaires</i>	<i>Vérification</i>
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	35 cm	OK
$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	25 cm	OK
$h/b \leq 4$	1.4	1.4	OK

Tableau. II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA

REMARQUE : Les conditions du RPA sur le coffrage des poutres sont bien respectées.

II.4) LES VOILES :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés, d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Selon le RPA99 ADDENDA 2003, Art7.7 .1, les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition suivante : $L \geq 4 ep$.

Avec ep : épaisseur des voiles et L : portée min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

$$ep \geq \frac{he}{20}$$

he = hauteur du RDC = 442-20=422cm

Par suite $ep \geq \frac{422}{20} = 21.1\text{cm}$

he = hauteur d'étage courant = 306-20=286cm

Par suite $ep \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{cm}$

Enfin on adopte une épaisseur de 22 cm pour les voiles de RDC et une épaisseur de 18 cm pour les voiles d'étages courant.

➤ Longueur minimale du voile :

La longueur minimale du voile devra satisfaire la condition $L \geq 4ep$.

RDC: $L \geq 4xep = 4 \times 22 = 88\text{cm}$.

Étage courant : $L \geq 4xep = 4 \times 15 = 60\text{cm}$.

II.5) LES POTEAUX :

Les poteaux sont pré-dimensionnés à ELS ; en compression simple ; avec un effort normal de compression $N_s = (G+Q)$.

L'effort N_s sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

- Les plans d'architecture nous ont proposé une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Le RPA nous impose qu'en zone (IIa) ; $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$.
- **REMARQUE** : on considère pour notre calcul la section du poteau $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

La section du poteau est donnée par la formule suivante : $A \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$.

Avec : A : section du poteau considéré.

N_s : Effort normal revenant au poteau

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton à l'ELS

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ en MPa, à 28 jours $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

II.5.1. DESCENTE DE CHARGE :

II.5.1.1.Surface influence:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \Rightarrow S = (1.65 \times 1.2) + (1.85 \times 1.2) + (1.65 \times 1.925) + (1.85 \times 1.925)$$

$$S = 1.98 + 2.22 + 3.18 + 3.61 = 10.99 \text{ m}^2 \approx 11 \text{ m}^2.$$

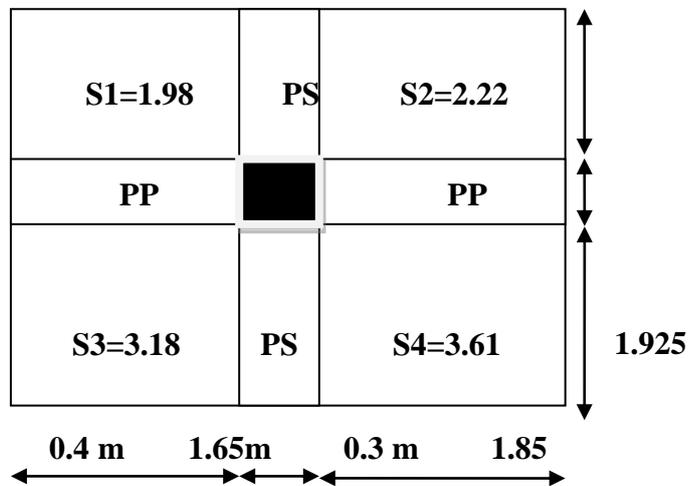


Figure .II.2 : Localisation du poteau le plus sollicité.

II.5.1.2. Détermination des charges et surcharges:

❖ *Charges permanentes :*

➤ **Plancher terrasse :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Protection lourde	0.05	20	1.0
2	Etanchéité multi couches	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	--	2.85
7	Enduit de plâtre	0.02	0.1	0.20
				G _T =5.88

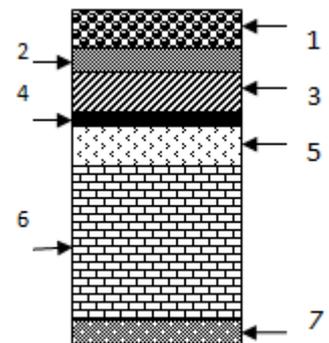


Figure .II.3.plancher terrasse

Tableau. II.2 : Détermination de la charge permanente du Plancher terrasse

➤ **plancher d'étage courant :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	-	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	-	1
				G_C=5.25

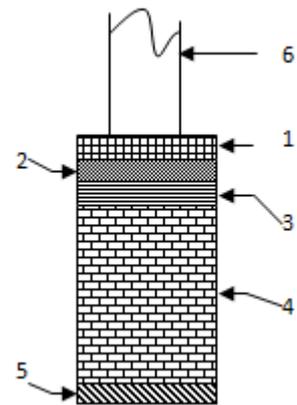


Figure .II.4.Planche d'étage courant

Tableau. II. 3 : Détermination de la charge permanente du Plancher d'étage courant

➤ **Mur extérieur :**

N°	Eléments	Epaisseurs (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2	10	0.2
2	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0.90
3	Lame d'air	5	-	-
4	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0.90
5	Enduit au mortier de ciment	2	18	0.36
				G_T=2.36

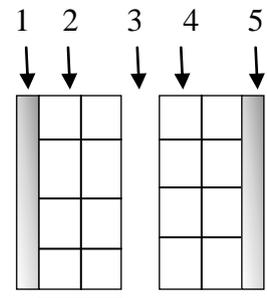


Figure .II.5.coupe verticale d'un mur extérieure

Tableau .II.4 : Charges revenant aux murs extérieurs

❖ **charges d'exploitations :**

Plancher terrasse inaccessible : 1KN/m².

Plancher d'étage courant : 1.5 KN/m².

Plancher étage du bureau : 2.5KN/m².

Plancher d'étage RDC (locaux) : 2.5KN/m².

II.5.1.3. poids propre des éléments :

✓ **Plancher terrasse :**

$G_T = 5.88 \times 11 = 64.68 \text{ KN}$.

✓ **Plancher d'étage courant :**

$G_C = 5.25 \times 11 = 57.75 \text{ KN}$.

✓ **Poutres**

• *Poutres principales :*

$G_{PP} = (0.25 \times 0.35) \times (4.25 - 0.30) \times 25 = 8.64 \text{ KN}$.

• *Poutres secondaires :*

$G_{PS} = (0.25 \times 0.35) \times (4.0 - 0.30) \times 25 = 8.1 \text{ KN}$.

Poids total ($G_{PP} + Q_{PS}$):

$G_{pt} = 16.74 \text{ KN}$

✓ **Poteaux :**

• Poteaux d'étages courant : $G_p = 0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.35) \times 25 = 6.1 \text{ KN}$.

• Poteau du RDC commerce : $GRDC = 0.3 \times 0.3 \times (4.42 - 0.35) \times 25 = 9.16 \text{ KN}$

✓ **Surcharge d'exploitation :**

- Plancher terrasse inaccessible : $1.00 \times 11 = 11 \text{ KN}$.
- Planche à usage d'habitation : $1.50 \times 11 = 16.5 \text{ KN}$.
- Plancher à usage bureau : $2.50 \times 11 = 41.27 \text{ KN}$.
- Plancher à usage commercial : $2.50 \times 11 = 41.27 \text{ KN}$.

II.5.1.4. Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$.

Car les niveaux ne sont pas charge de la même manier.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.

n: numéro de l'étage du haut vers le bas.

Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0,688

Tableau. II.5 : les valeurs de la relation $(3+n)/(2n)$

Surcharge d'exploitation :

Plancher terrasse inaccessible

$Q_0 = 1 \times 11 = 11 \text{ KN}$.

Plancher étage courant :

$Q_1 = \dots = Q_6 = 1.50 \times 11 = 16.5 \text{ KN}$.

Plancher à usage bureau et commerce

$Q_7 = Q_8 = 2.50 \times 11 = 41.27 \text{ KN}$.

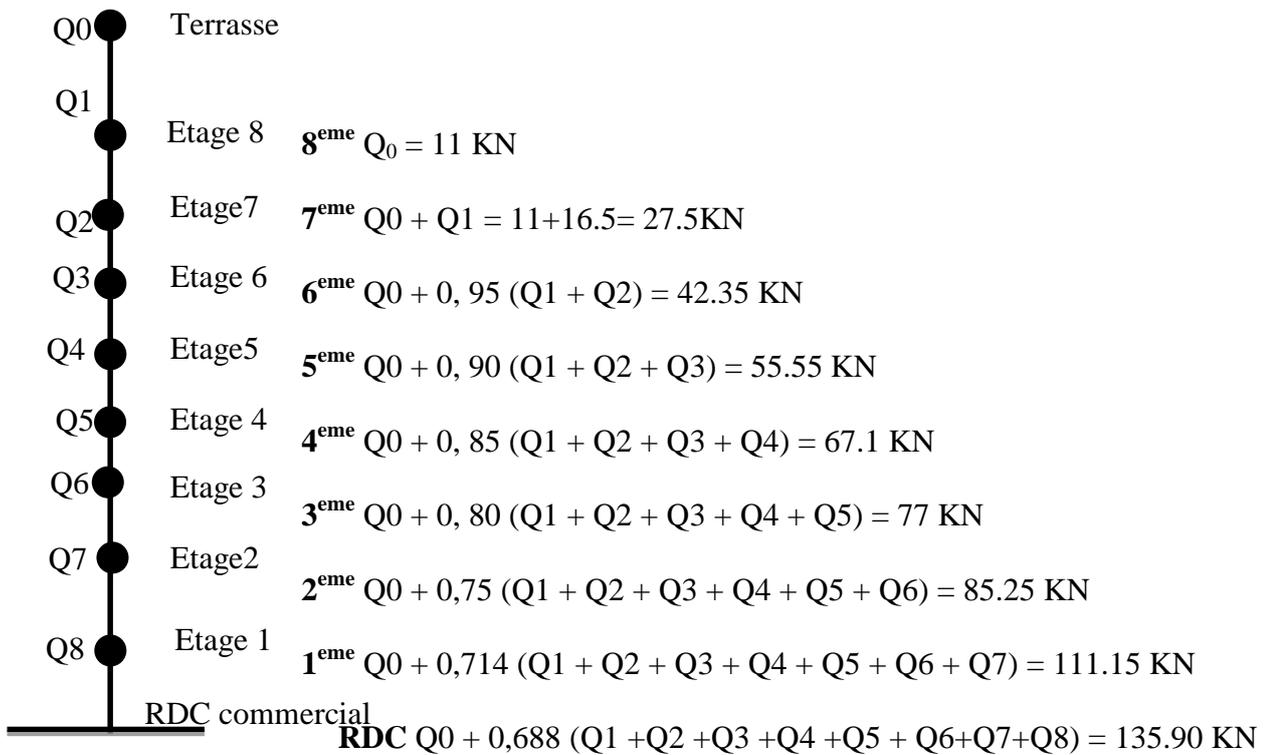


Figure. II.6 : Dégression verticale des surcharges d’exploitation.

II.5.1.5. Tableau récapitulatif de la descente de charge :

NIVEAU	Charges permanentes [KN]					Surcharges d’exploitation [kN]		Efforts normaux $N = G_c + Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_c		Section trouvée	Section adoptée
8	64.68	16.74	6.1	87.52	87.52	11	11	98.52	65.68	30×30
7	57.75	16.74	6.1	80.6	168.12	16.5	27.5	195.62	130.41	30×30
6	57.75	16.74	6.1	80.6	248.72	16.5	44	292.72	195.15	30×30
5	57.75	16.74	6.1	80.6	329.32	16.5	60.5	389.82	259.88	35×35
4	57.75	16.74	6.1	80.6	409.92	16.5	77	486.92	324.61	35×35
3	57.75	16.74	6.1	80.6	490.52	16.5	93.5	584.02	389.35	35×35
2	57.75	16.74	6.1	80.6	571.12	16.5	110	681.12	454.08	40×40
1	57.75	16.74	6.1	80.6	651.72	41.27	151.27	802.99	535.33	40×40
RDC	70.51	16.74	9.16	96.41	748.13	41.27	192.54	940.67	627.11	40×40

Tableau .II.6 : récapitulatif de la descente de charge

II.5.1.6. Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
30× 30	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =30	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he /20	he /20= 13.80	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
35× 35	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he /20	he /20= 13.80	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
40× 40	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he /20	he /20= 20.6	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée

Tableau II.7. Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

Toutes les sections des poteaux sont admissibles.

II.5.1.7. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations.

Pour qu’il n’y ait de flambement il faut que l’élancement «λ» soit ≤50. Avec : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$ (poteaux encastéré-encastéré)

L_0 : La hauteur libre de poteaux ;

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie.}$$

B = ab = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}} \cdot \frac{1}{\sqrt{ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

$L_0 = 4.42 - 0.35 = 4.07$ m pour les poteaux de RDC (40x40) $\Rightarrow \lambda = 24.67 < 50$ (ok).

$L_0 = 3.06 - 0.35 = 2.71$ m pour les poteaux EC (40x40) $\Rightarrow \lambda = 16.43 < 50$ (ok).

$L_0 = 3.06 - 0.35 = 2.71$ m pour les poteaux EC (35x35) $\Rightarrow \lambda = 18.77 < 50$ (ok).

$L_0 = 3.06 - 0.35 = 2.71$ m pour les poteaux EC (30x30) $\Rightarrow \lambda = 21.90 < 50$ (ok).

CONCLUSION :

Pour tous les poteaux la condition au flambement est vérifiée, donc pas de risque de flambement.

INTRODUCTION :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

III.1) CALCUL DE L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante qui engendre un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire ($1m$). L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

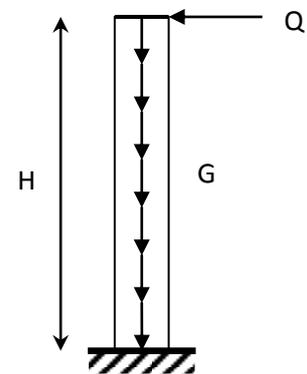
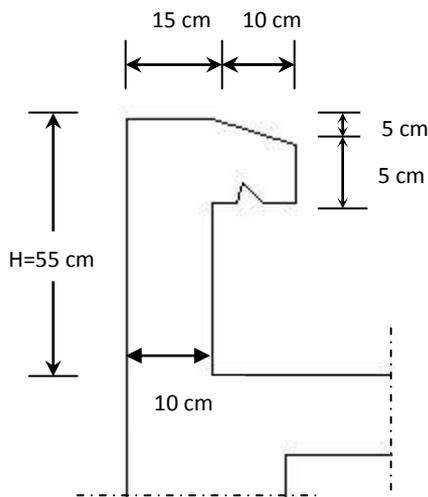


Fig III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère

Fig III.1.2 : schéma statique de l'acrotère

III.1.1) Calcul des sollicitations :

❖ Effort normal dû au poids propre : $G = \rho \times S \times 1ml$.

◆ Avec : ρ : Masse volumique du béton : 25 KN/M^3

◆ S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.55 \times 0.1 + 0.1 \times 0.05 + 0.05 \times 0.1 + \frac{0.1 \times 0.05}{2} \right] = 1.69 \text{ KN} / m.$$

❖ Surcharge due à la poussée latérale Q : $Q = 1 \text{ KN} / ml$.

❖ Effort tranchant dû à la poussée latérale : $T = Q \times 1ml = 1 \text{ KN}$.

- ❖ Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1.69 \text{ KN}$.
- ❖ Effort normal dû à la surcharge Q : $N_Q = 0$.
- ❖ Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$.
- ❖ Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.55 = 0.55 \text{ KN.ml}$.

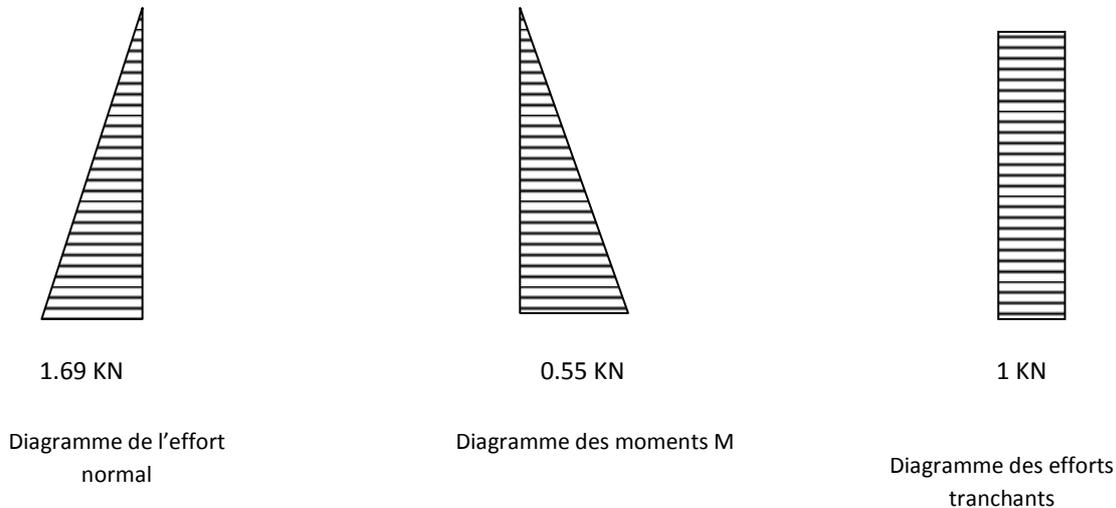


Fig III.1.3 : Diagrammes des efforts

∇ **A'ELU :**

La combinaison de charge est : **$1.35 G + 1.5 Q$**

- Effort normal dû à G :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1.69 + 0 = 2.28 \text{ KN}.$$

- Moment de renversement :

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1.5 \times 0.55 = 0.825 \text{ KN.m}.$$

∇ **A'ELS :**

La combinaison de charges est : **$G + Q$**

- Effort normal de compression :

$$N_s = N_G + N_Q = 1.69 \text{ KN}.$$

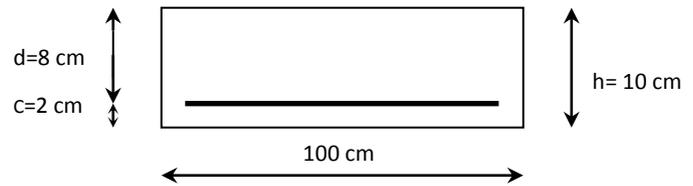
- Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 0.55 \text{ KN.m}.$$

III.1.2) Ferrailage :

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée. de hauteur $h=10\text{cm}$ et de largeur $b=1\text{m}=100\text{cm}$



1) Calcul à l'ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \quad e_u = \frac{0.825 \times (10)^2}{2.28} = 36.18\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm}.$$

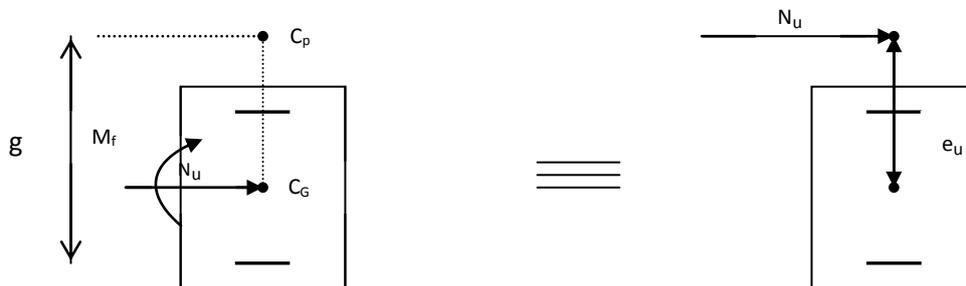


Fig III.1.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée

Le centre de pression « c_p » se trouve à l'extérieur de la section limitée et l'effort normal (N) est un effort de compression \Rightarrow Section partiellement comprimée (SPC)

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

∇ Moment fictif :

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec : g : distance entre « c_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 36.18 + \frac{10}{2} - 2 = 39.18\text{cm}$$

D'où : $M_f = 2.28 \times 0.3918 = 0.8934\text{KN.m}$.

▽ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.8934 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.00983$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = 0.00983 < \mu_l = 0.392.$$

⇒ S.S.A

$$\mu_b = 0.00983 \Rightarrow \beta = 0.995.$$

▽ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.8934 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.323 \text{ cm}^2.$$

c) Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_u = 0.323 - \frac{2.28 \times 10}{348} = 0.257 \text{ cm}^2.$$

d) Vérifications à l'ELU:

❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91) :**

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

▪ **Armatures principales :**

$$A_u \geq A_{\min} \quad \text{Avec} \quad A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right].$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.55}{1.69} = 32.54 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{348} \left[\frac{32,54 - 0.445 \times 8}{32,54 - 0.185 \times 8} \right] = 1.036 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales :

$$A_u = 0.257 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.036 \text{ cm}^2.$$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A = A_{\min} = 1.036 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}.$$

Avec un espacement:

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}.$$

Avec un espacement :

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91)**

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \right\} = \min \{2.5; 4\} = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; \quad V_u : \text{Effort tranchant : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}.$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2.1MPa$$

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence)

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa.$$

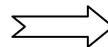
$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum \mu_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05cm.$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.21MPa$$

$$\tau_{se} = 0.21MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa.$$



Condition vérifiée.

❖ **Espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t = 25cm. < \min \{3h; 33cm\} = 30cm.$ \Rightarrow Condition vérifiée.

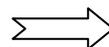
Armatures de répartition : $S_t = 25cm < \min \{4h; 45cm\} = 40cm$ \Rightarrow Condition vérifiée.

❖ **Ancrage des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84MPa.$

$$\Rightarrow L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69mm.$$



Soit : $L_s = 30$ cm

2) Vérification à L'E L S :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec $\bar{\sigma}_{st}$ et $\bar{\sigma}_{bc}$ la contrainte limite de l'acier et de béton

❖ Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 0.257}{100 \times 8} = 0.0321$$

$$\rho_1 = 0.0321 \rightarrow \beta_1 = 0.969$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.55 \times 10^3}{0.969 \times 8 \times 2.01} = 35.30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{266.6 ; 201.63\}$$

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

$$\sigma_{st} = 35.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\text{On a : } \rho_1 = 0.0321 \quad \beta_1 = 0.969 \quad K_1 = 146.3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{35.30}{146.3} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

3) Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

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

Avec : A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : $A = 0.15$ (Zone IIa, groupe d'usage2).

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires, $C_p = 0.8$.

W_p : poids de l'acrotère, $W_p = 1.69 \text{ KN/ml}$.

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.69 = 0.8112 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

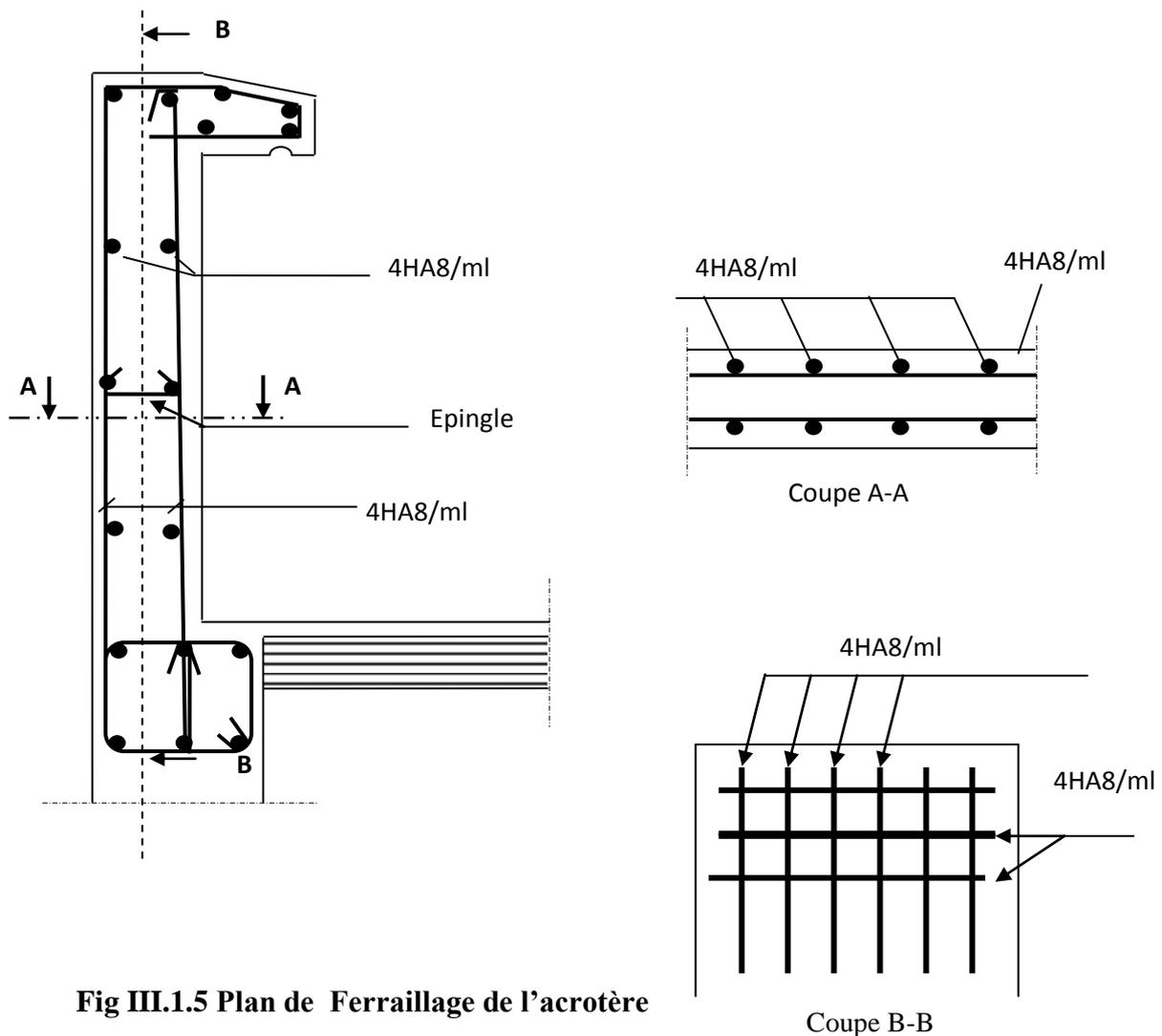


Fig III.1.5 Plan de Ferrailage de l'acrotère

III.2) CALCUL DES ESCALIERS :

III.2.1) DEFINITION :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonnées, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

III.2.2) TERMINOLOGIE :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la **Fig III.2.1**

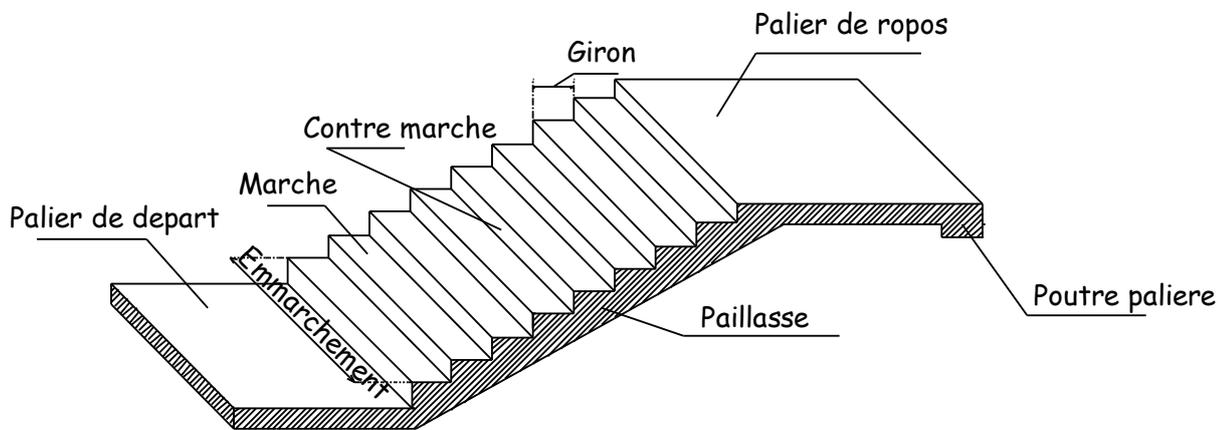


Fig III.2.1 : Terminologie de l'escalier

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 20 cm. (17 cm en moyenne).
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives :
 $22 \leq g \leq 33 \text{ cm}$ (26cm en moyenne).
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs,
- **Le palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **La paillasse** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

III.2.3) ESCALIER D'ETAGE COURANT :

III.2.3.1) Pré-dimensionnement :

a) Marches et contre marches :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL :

La Formule de BLONDEL : $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$.

Avec une hauteur d'étage de 3.06m, nous avons :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad h = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{Nombre de contre marche : } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \Longrightarrow \quad n = 9 \text{ contres marches.}$$

On aura alors : $n-1 = 9-1=8$ marches réparties sur une volée.

La relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable est la relation de **BLONDEL**.

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

$$\text{Pour } h = 17 \text{ cm, on aura : } 59 \text{ cm} \leq g + 2(17) \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : $g = 30 \text{ cm}$.

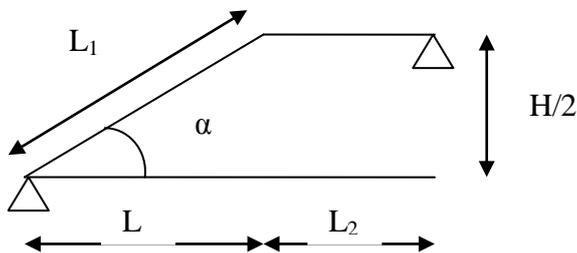


Fig III.2.2 : Schéma statique de la volée d'étage courant

b) L'épaisseur de la pailasse et du palier : (e_p) est donnée par la relation : $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

L_0 : Longueur réelle du palier et de la pailasse

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566$$

$$\Longrightarrow \alpha = 29.53^\circ \quad , \quad \text{Cos}(\alpha) = L / L_1$$

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 0,30 = 2,4 \text{ m}$$

$$L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,4}{0,87} = 2,76 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_0 = L_2 + L_1$$

$$L_0 = 1,45 + 2,76 = 4,21 \text{ m}$$

$$\frac{421}{30} \leq e_p \leq \frac{421}{20}$$

$$\Longrightarrow \quad 14,03 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,05 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 20 \text{ cm}$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III-2-4) DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a. Charges permanentes :✓ **Poids des revêtements :**

ELEMENTS	POIDS (KN/M ²)
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
- Mortier de pose (2 cm)	$20 \times 0.02 = 0.40$
- Couche de sable (3 cm)	$18 \times 0.03 = 0.54$
- Enduit de ciment (1.5 cm)	$22 \times 0.015 = 0.33$
- Poids propre du garde corps	0.2
Charge totale	$G_r = 1.91$

Tableau III.2.1 : Poids des revêtements✓ **Le palier :**

ELEMENTS	POIDS (KN/M ²)
- Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.20 = 5$
- Poids des revêtements	1.91
Charge totale	$G_1 = 6.91$

Tableau III.2.2 : Charge totale du palier✓ **La volée :**

ELEMENTS	POIDS (KN/M ²)
- Poids propre de la pailleasse	$\frac{25 \times 0.20}{\cos \alpha} = 5.74$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
- Poids des revêtements	1.91
Charge totale	$G_2 = 9.77$

Tableau III.2.3 : Charge totale de la volée

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

III.2.5) CALCUL A L'ETAT LIMITE ULTIME :

a) Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

✓ Palier : $q_u = (1.35 \times 6.91 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 13.07 KN / ml.$

✓ Volée : $q_u = (1.35 \times 9.77 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 16.93 KN / ml.$

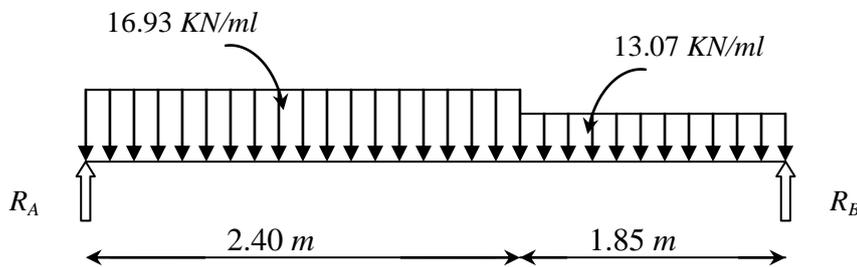


Fig III.2.3: Schéma statique de calcul de la 1^{ère} volée à l'ELU

b) Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 64.81 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0 ; \quad R_B = 30.39 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_B = 0 ; \quad R_A = 34.42 \text{ KN.}$$

c) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissants :

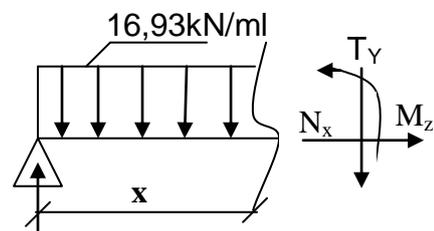
▪ **Efforts tranchants :**

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = -16.93x + 34.42 .$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = 34.42 \text{ KN}$$

$$x = 2.40m \Rightarrow T_y(2.40) = -6.21 \text{ KN}$$

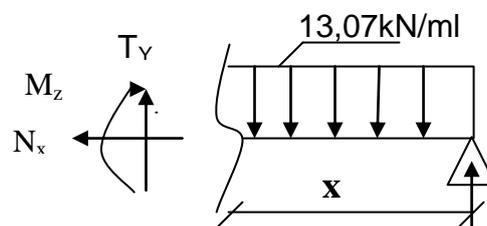


➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.85m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 13.07x - 30.39$$

$$x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y(0) = -30.39 \text{ KN}$$

$$x = 1.85m \Rightarrow T_y(1.85) = -6.21 \text{ KN}$$



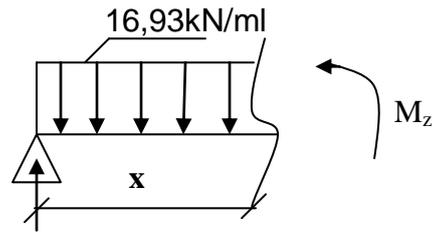
▪ **Moments fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 2.40m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 34.42x - 16.93 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 2.40m \Rightarrow M(2.40) = 33.85KN.m$$

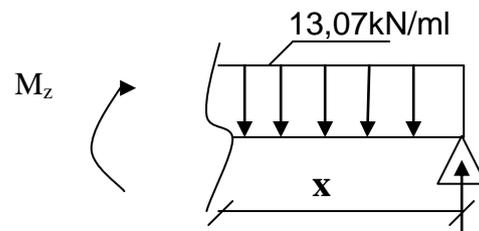


➤ **2^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 1.85m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 30.39x - 13.07 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1.85m \Rightarrow M(1.85) = 33.85KN.m$$



▪ **Moment maximum :**

Dans le tronçon $0 \leq x \leq 2,4m$

$$M^{\max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T_y = -16.93x + 34.42 = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{34.42}{16.93} = 2.03m \quad T_y = 0 \quad \Rightarrow x = 2.03m$$

$$M_z = 34.42x - 16.93 \frac{x^2}{2} \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = 35KN.m$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (35) = -10.5KN.m$$

$$M_u^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (35) = 29.74KN.m$$

d) Diagrammes des efforts internes :

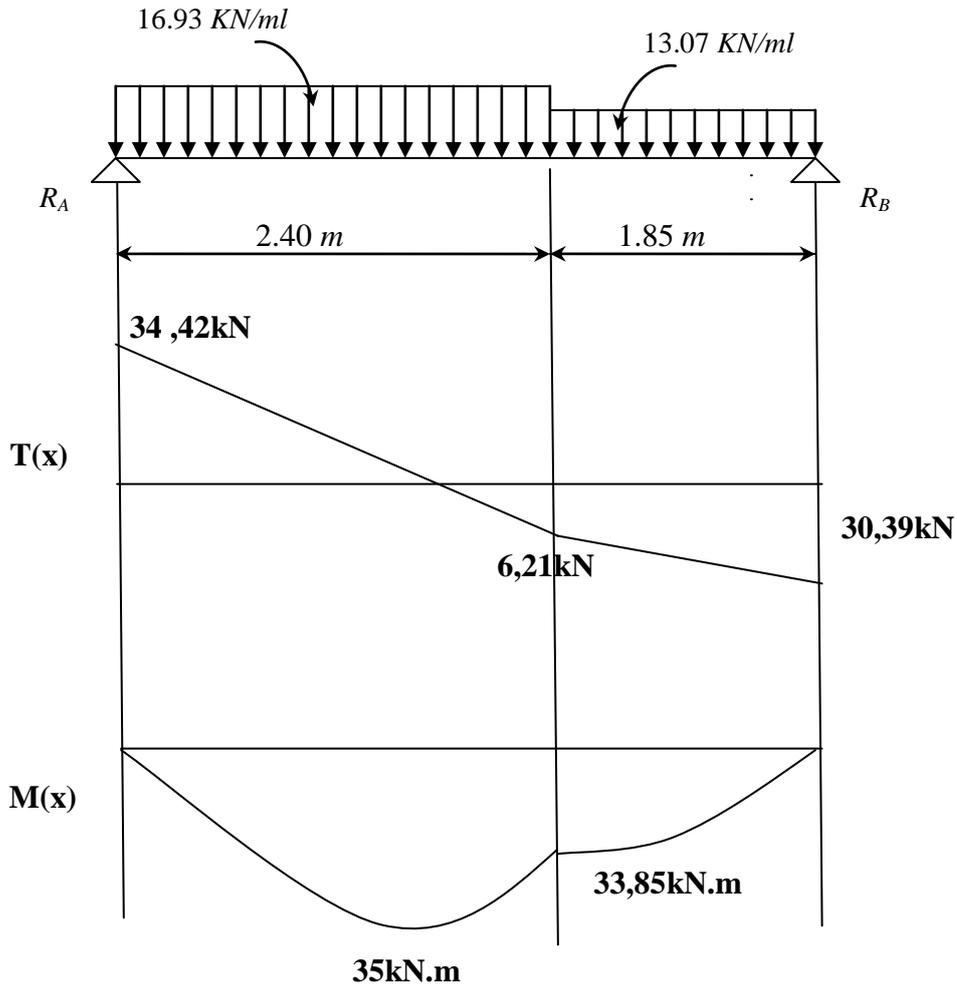


Fig III.2.4 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.



Fig III.2.5 : Diagramme des moments fléchissant réduits.

e) Calcul des armatures :

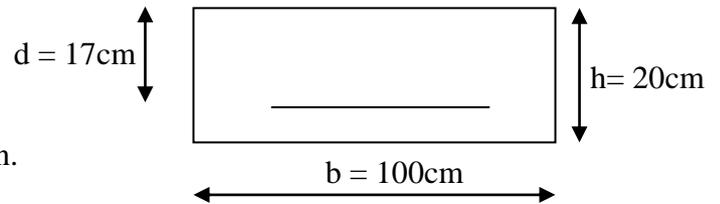
Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec :}$$

M : moment supporté par la section.

f_{bu} : Contrainte limite de compression dans le béton.

b et d : dimensions de la section.

**❖ Calcul des armatures principales :****- Aux appuis :**

$$M_u = 10,5 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,5 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times (14,2)} = 0,0256 < \mu_l = 0,392. \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,0256 \Rightarrow \beta_u = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{10500}{0,986 \times 17 \times 348} = 1,8 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10** ($A_a = 3,93 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

- En travées :

$$M_t = 29,74 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{29740}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,0724 < \mu_r = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,0724 \Rightarrow \beta_u = 0,963$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{29740}{0,963 \times 17 \times 348} = 5,22 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12** ($A_t = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ Calcul des armatures de répartition :**-Aux appuis :**

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r^a = \mathbf{5 HA 8}$ ($A_{rt} = 2,51 \text{ cm}^2$); Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

-En travée :
$$A_r' = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{cm}^2$$

On opte pour **5HA10** ($A_{rt} = 3.93 \text{cm}^2$) ; Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

f) Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):

$$A_s \geq A_{\min} \quad A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis : $A_a = 3,93 \text{cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{cm}^2$

✓ En travées : $A_t = 5,65 \text{cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{cm}^2$ **condition vérifiée.**

2) Espacement des barres :

✓ **Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 20 \text{cm}$ }
 - En travées : $e = 20 \text{cm}$ } $< \text{Min} \{4h, 45 \text{cm}\} = 45 \text{cm}$ **condition vérifiée.**

✓ **Armatures de répartition :**

- Aux appuis : $e = 20 \text{cm}$ }
 - En travées : $e = 20 \text{cm}$ } $< \text{Min} \{4h, 45 \text{cm}\} = 45 \text{cm}$ **condition vérifiée.**

3) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

(BAEL91, Art A.6.1.3) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec :}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$; Avec : $\psi_s = 1.5$ (coefficient de scellement pour HA)

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$ avec :

$V_u^{\max} = 34,42 \text{ KN}$ (Effort tranchant max)

$\sum U_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18,85 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34420}{0.9 \times 170 \times 188,50} = 1.193 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

$$V_u^{\max} = 34,42 \text{ KN} \quad \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{34420}{1000 \times 170} = 0,202 \text{ MPa}$$

Fissuration est préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{Art A.5.1,21/BAEL 91 modifié 99})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.15}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.202 \text{ MPa} < 3.26 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

• Influence sur le béton : (Art A.5.1,313/ BAEL 91 modifié 99)

$$\frac{2\bar{V}_u}{b \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad \bar{V}_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b}; \text{ Avec : } a = 0.9 d ;$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.17 \times 1}{1.15} = 1330,43 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 34,42 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1330,43 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Influence sur l'acier :

$$A_s \geq \frac{V_u + N_u}{\sigma_{st}} = \frac{34,42}{34,8} = 0,99 \text{ cm}^2 \quad (N_u = 0)$$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > 0,99 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

6) Vérification de l'ancrage des barres aux appuis :(Art A.6.1,21)

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$$

Soit : $L_c = 15 \text{ cm}$

III.2.6) CALCUL A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

a) Combinaison de charges à l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

✓ Palier : $q_s = (6.91 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9.41 \text{ KN/ml}$.

✓ Volée : $q_s = (9.77 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.27 \text{ KN/ml}$.

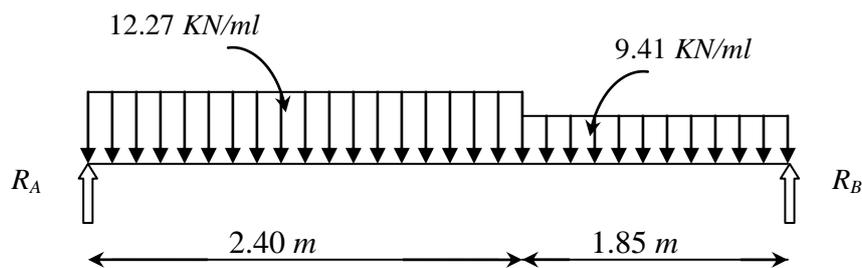


Fig III.2.6 : Schéma statique de calcul de la 1^{ère} volée à l'ELS

b) Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 46,86 \text{ KN.}$$

$$\sum M / A = 0 ; \quad R_B = 21,93 \text{ KN.}$$

$$\sum M / B = 0 ; \quad R_A = 24,92 \text{ KN.}$$

c) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

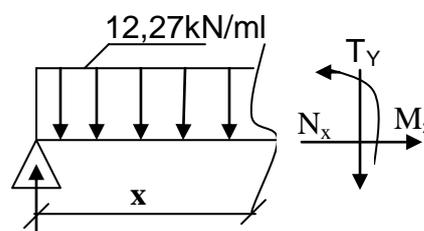
▪ **Efforts tranchants :**

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = -12,27x + 24,92.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = 24,92 \text{ KN}$$

$$x = 2.40 \text{ m} \Rightarrow T_y(2.40) = -4,53 \text{ KN}$$

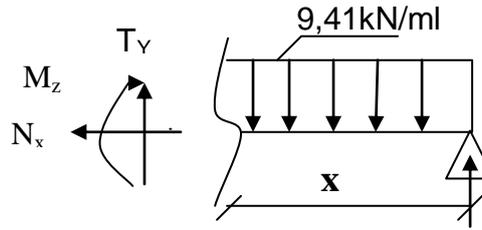


➤ **2^{ème} tronçon** : $0 \leq x \leq 1.85m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 9,41x - 21,93$$

$$x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y(0) = -21,93 \text{ KN}$$

$$x = 1.85 \text{ m} \Rightarrow T_y(1.85) = -4,53 \text{ KN}$$



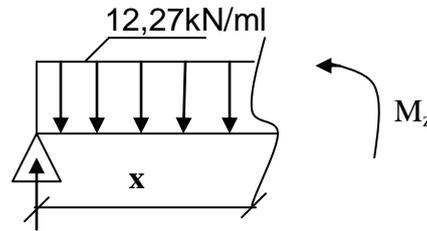
▪ **Moments fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 2.40m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 24,92x - 12,27 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 2.40 \text{ m} \Rightarrow M(2.40) = 24,47 \text{ KN.m}$$

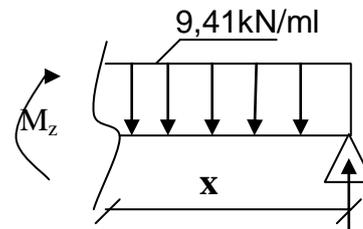


➤ **2^{ème} tronçon** : $0 \leq x \leq 1,85m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 21,93x - 9,41 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1.85 \text{ m} \Rightarrow M(1.85) = 24,47 \text{ KN.m}$$



▪ **Moment maximum :**

Dans le tronçon $0 \leq x \leq 2,4m$

$$M^{\max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T_y = -12,27x + 24,92 = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{24,92}{12,27} = 2,03 \text{ m} \quad T_y = 0 \quad \Rightarrow \quad x = 2,03 \text{ m}$$

$$M_z = 24,92x - 12,27 \frac{x^2}{2} \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = 25,31 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0,3)M_{\max} = (-0,3) \times (25,31) = -7,59 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = (0,85)M_{\max} = (0,85) \times (25,31) = 21,51 \text{ KN.m}$$

d) Diagrammes des efforts internes :

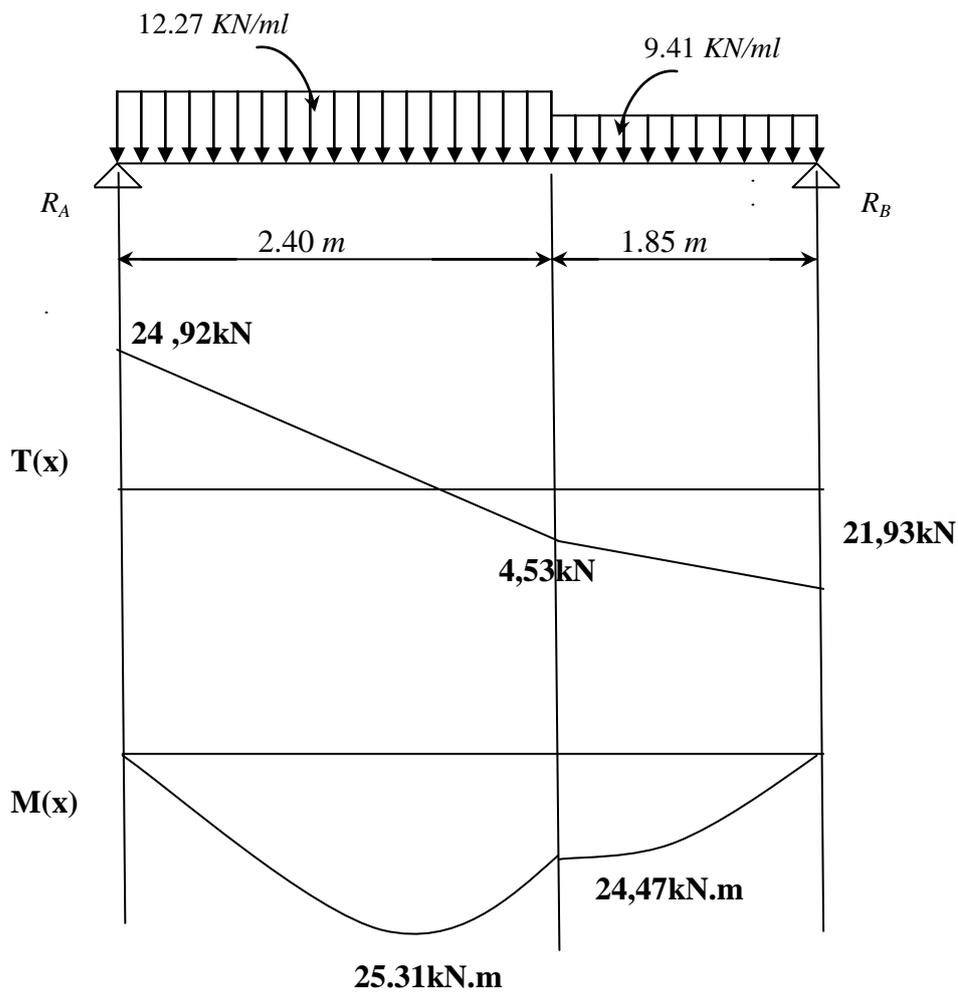


Fig III.2.7 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELS.



Fig III.2.8 : Diagramme des moments fléchissant réduits.

e) Vérifications à l'ELS :

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

1) Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{- En travée : } A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

Détermination de k :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,332$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,910 \Rightarrow \alpha_1 = 0,270 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,270}{15(1-0,270)} = 0,0246$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st}\beta_1 d} = \frac{21,51 \times 10^3}{5,65 \times 0,910 \times 17} = 246,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,0246 \times 246,13 = 6,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{- Aux appuis : } A_a = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 17} = 0,231$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,923 \Rightarrow \alpha_1 = 0,231 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,231}{15(1-0,231)} = 0,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st}\beta_1 d} = \frac{7,59 \times 10^3}{3,93 \times 0,923 \times 17} = 123,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,02 \times 123,08 = 2,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{4,25} = 0,047 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1 \times M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{0,20}{4,25} = 0,047 < \frac{1 \times 21,51}{10 \times 25,31} = 0,085 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,0033 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{9.41 \text{ KN/ml}, 12.27 \text{ KN/ml}\} = 12.27 \text{ KN/ml.}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \cdot h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{h^2 b}{2} + 15A_t \cdot d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{20^2 \times 100}{2} + 15 \times 5.65 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 5.65} = 10.28 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,28 = 9,72 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.28^3 + 9.72^3) + 15(9.72 - 3) \cdot 5.65 = 70650.597 \text{ cm}^4$$

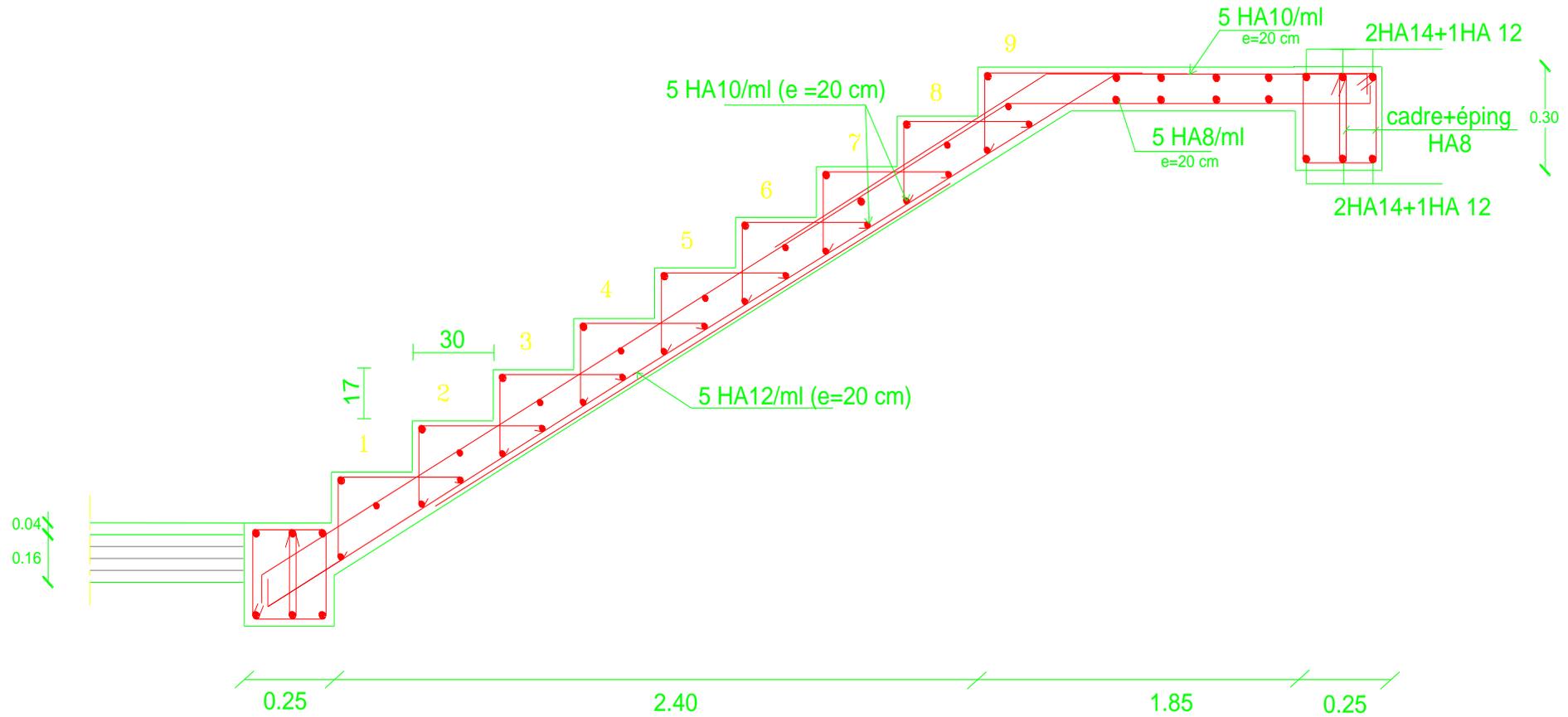
$$I_0 = 70650.597 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12,27 \times 4,25^4}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 70650.597 \times 10^{-8}} = 0,0068 \text{ m}$$

$$f = 0.68 \text{ cm} < \bar{f} = 425/500 = 0,85 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.



Ferrailage des escaliers

III.3) CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 2.8 m.

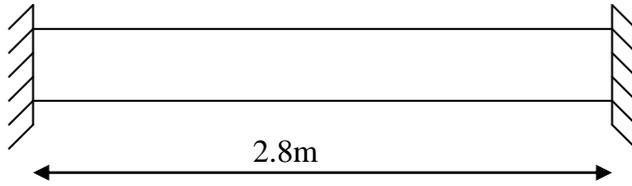


Fig III.3.1: Schéma de la poutre palière

III.3.1) PRE DIMENSIONNEMENT

➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \quad \frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18.66\text{cm} \leq h_t \leq 28\text{cm} \quad \text{Soit } h_t = 25\text{cm}$$

❖ **Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;**

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4$$

➤ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 10 \leq b \leq 17.5\text{cm} \quad \text{On prend } b = 25\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour : $b = 25\text{ cm}$ et $h = 30$

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (25 \times 30)\text{ cm}^2$

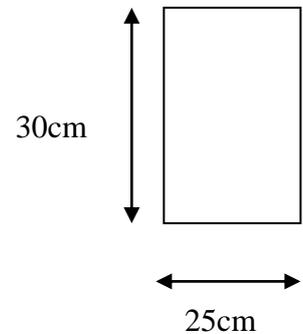


Fig III.3.2 section de la poutre

➤ Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875\text{ KN/ml}$
- poids du mur $G_M = 2.36 \times (1,53 - 0,15) = 3.25\text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 30.39\text{KN/1ml}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 21.93\text{ KN/1ml}$

III.3.2) CALCUL A L'ELU :

a) **Calcul des efforts internes :**

$$q_u = 1.35G + R_u$$

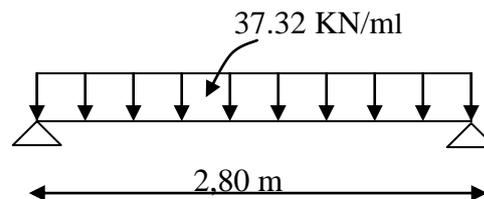
$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 3.25) + 30.39 = 37.32\text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{37.32 \times 2.8^2}{8} = 36.57\text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{37.32 \times 2.8}{2} = 52.24\text{ KN}$$



On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3Mu = -10.97 \text{KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85Mu = 31.1 \text{KN.m}$$

b) Diagramme du moment et de l'effort :

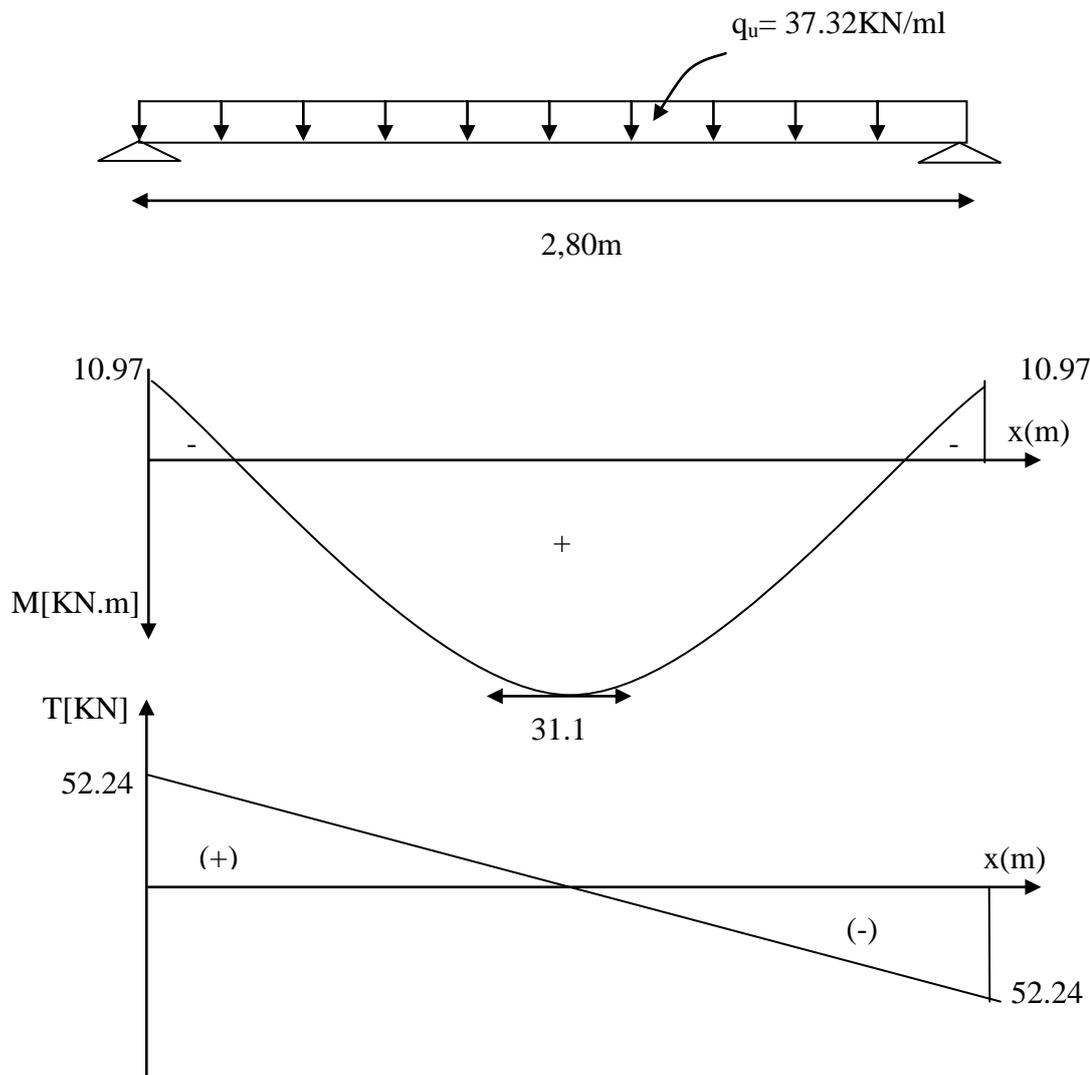


Fig III.3.3: Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

c) Ferrailage :

En travées : $h = 30 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm} . \mu_t = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{31.1 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.120$

$$\mu_t = 0.120 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.120 \Rightarrow \beta = 0.936$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{31.1 \times 10^3}{0.936 \times 27 \times 348} = 3.53 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 2 \text{ HA } 14 + 1 \text{ HA } 12 = 4.21 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10.97 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,2} = 0.0424 < \mu_r = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.0424 \Rightarrow \beta_1 = 0.979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{10.97 \times 10^3}{0.979 \times 27 \times 348} = 1.19 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ua} = 2 \text{ HA } 12 + 1 \text{ HA } 10 = 3,05 \text{ cm}^2$

III.3.3) CALCUL A L'ELU :**1) Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):**

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

a) **En travée :** $A_t = 4,21 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

b) **Aux appuis :** $A_a = 3,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2$

2) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{52.24 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.774 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.774 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

❖ Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):**a) Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_c} \left(T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(52.24 \times 10^3 + \frac{10.97 \times 10^6}{0.9 \times 270} \right) = 2.80 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} = 3.05 \text{ cm}^2 > 2.80 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

b) Influence sur le béton :

$$T_{u\max} \leq 0.4 b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 b \times 0.9 d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 270 \times \frac{25}{1.5} = 405 \text{ KN} > T_u = 52.24 \text{ KN}$$

$\Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

❖ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times ft_{28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 2 \times 3.14 \times 1.4 + 1.2 \times 3.14 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{52.24 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 12.56 \times 10} = 1.71 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

3) Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14 ; 8.57 ; 25 \} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

4) Ecartement des barres :

D'après le **RPA2003 Art 7.5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

a) En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \quad \Rightarrow \quad S \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7.5 \text{ cm} ; 16.8 \text{ cm} \}$$

On prend : $S_t = 7 \text{ cm}$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

5) Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 ft_{28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$.

III.3.4) VERIFICATION A L'ELS :**a) Combinaison des charges :**

$$q_s = G + R_s$$

$$q_s = 1.875 + 3.25 + 21.93 = 27.06 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{27.06 \times 2.8^2}{8} = 26.52 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{27.06 \times 2.8}{2} = 37.89 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -7.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 22.54 \text{ KN.m}$$

b) Vérification des contraintes :

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{1. Aux appuis :} \quad \rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 3.05}{25 \times 27} = 0.452$$

$$\rho_1 = 0.452 \Rightarrow \beta_1 = 0.898 \quad K_1 = 34.01$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta_1 d} = \frac{7.95 \times 10^6}{305 \times 0.898 \times 270} = 107.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{107.5}{34.01} = 3.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

2. En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4.21}{25 \times 27} = 0.624$$

$$\rho_1 = 0.624 \Rightarrow \beta_1 = 0.8835 \quad K_1 = 27.92$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{22.54 \times 10^6}{421 \times 0.8835 \times 270} = 224.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{224.44}{27.92} = 8.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

III.3.5) VERIFICATION DE LA FLECHE :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{2.8} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{2.8} = 0.107 > \frac{22.54}{10 \times 26.52} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{27 \times 25} = 0.0068 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de déformation :**

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

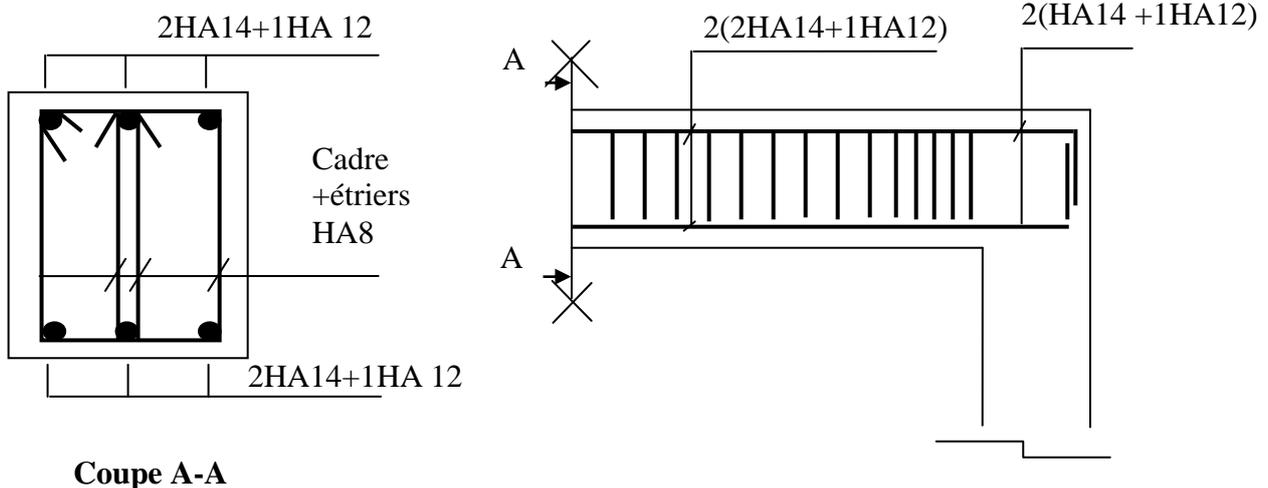


Fig III.3.4 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4) LES PLANCHERS :

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

- poutrelles préfabriquées ; elles sont disposées d'une manière à rigidifier la structure, distante de 65 cm entre axes et assurent la fonction de portance ;
- le corps creux qui se repose sur les poutrelles, il est utilisé comme coffrage perdu et assure la fonction d'isolation thermique et phonique ;
- une dalle de compression en béton armé.

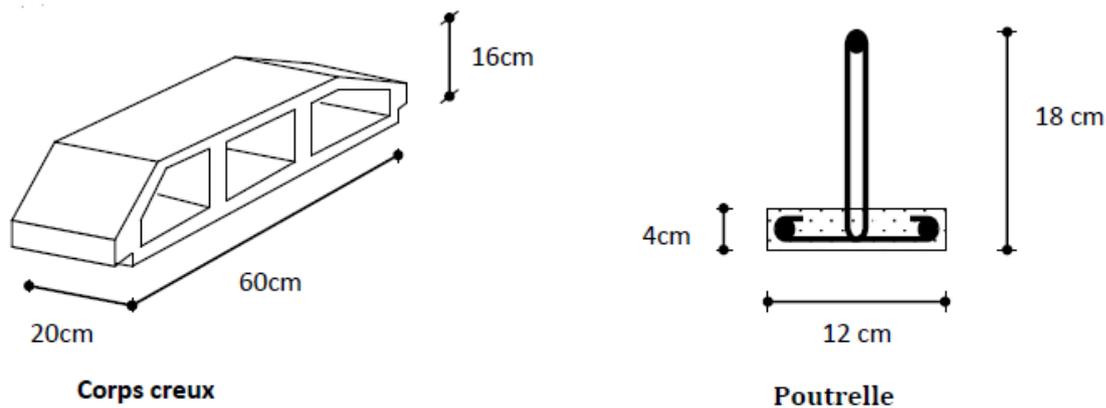


Figure.III.4.1.représentation des corps creux et des poutrelles

III.4.1) CALCUL DE LA DALLE DE COMPRESSION :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés nuance TS 520) dont le but de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles. **BAEL (Art B.6.8.423).**

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) Les armatures \perp aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :

$$A_{\perp} \geq \frac{4l'}{f_e}$$

Avec : l' Distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm

$$A_{\perp} \geq \frac{4 * 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} 5\phi 6 / \text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

B) Les armatures // aux poutrelles :

$$A // = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A // = 5\phi 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Finalement :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (6x 6x200x200) mm².

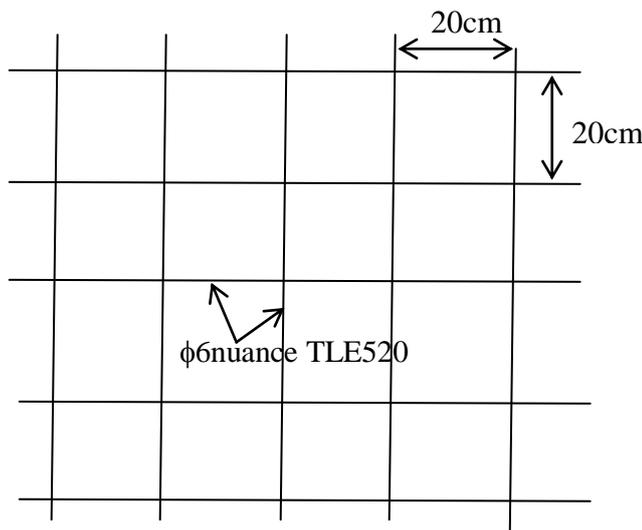


Figure.III.4.2. ferrailage de la dalle de compression.

III.4.2) CALCUL DES POUTRELLES :

Après coulage de la dalle de compression. La poutrelle est calculée comme une poutre continue, de section en Té, qui repose sur plusieurs appuis.

$b = 65 \text{ cm}$, distance entre axes de deux poutrelle ;

$h = (16+4)$, hauteur du plancher en corps creux ;

$b_0 = 12 \text{ cm}$, largeur de la poutrelle ;

$h_0 = 4 \text{ cm}$, épaisseur de la dalle de compression ;

$b_1 =$ débord ;

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26.5 \text{ cm}.$$

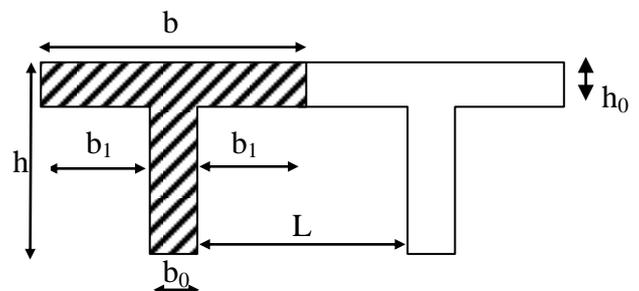


Figure.III.4.3. Dimensions de la section en Té

➤ **Combinaisons de charges :**

Poids propre du plancher :

$$G = 5,25 \times 0,65 = 3,412 \text{ KN/ ml}.$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ ml}.$$

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,04 \text{ KN/ml}$

- ELS : $q_s = G + Q = 5,04 \text{ KN/ml}$

➤ **Choix de la méthode :**

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (Art B.6.2, 210/BAEL91 modifié99) :**

1. la valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courtes doit respecter la condition suivante : $Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN})$.

$Q = 1,625 \text{ KN} < \max (2G, 5 \text{ KN}) = 6.824 \rightarrow \text{OK, Condition vérifiée.}$

2. les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 et 1.25).



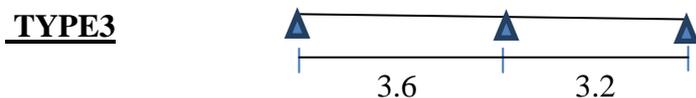
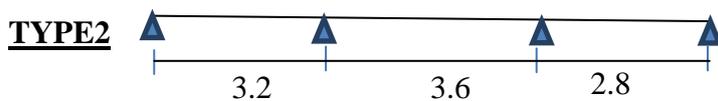
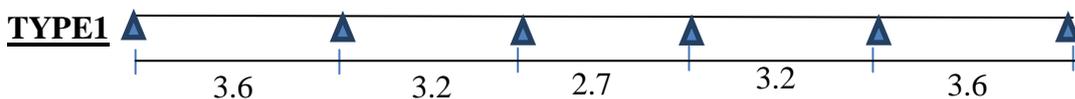
Figure.III.4.4.Schéma statique de la travée

$3.6/3.2=1.125 ; 3.2/2.7=1.185 ; 2.7/3.2=0.844 ; 3.2/3.6= 0.888 ; \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

3. la fissuration est considérée comme non préjudiciable \implies condition vérifiée

4. le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées considérées \implies Condition vérifiée.

Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable, pour cela on va faire le calcul à trois type de travée.



➤ **Application de la méthode :**

❖ **Calcul du rapport de charge α :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.625}{3.412+1.625} = 0.32$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0.3\alpha=1.096 > 1.05 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2}=0.548 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2}=0.648 \end{array} \right.$$

❖ **Calcul des moments fléchissant TYPE1:**

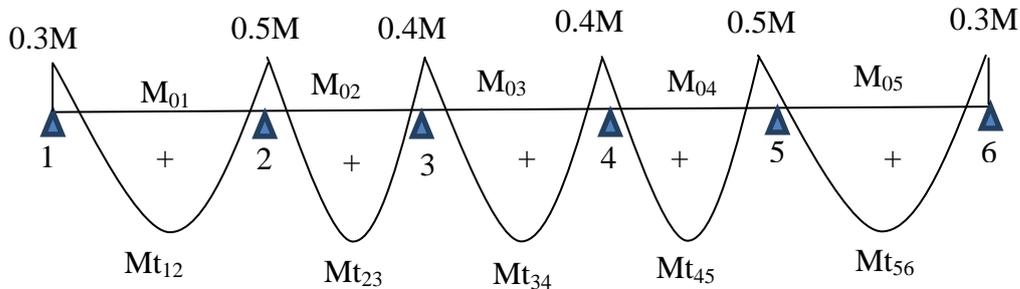


Figure III.4.5. Diagramme des moments d'une poutre continue

✓ **Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :**

$$M_{01} = M_{05} = qu \frac{L^2}{8} = \frac{7.04 \times 3.6^2}{8} = 11.40 \text{ KNm}$$

$$M_{02} = M_{04} = qu \frac{L^2}{8} = \frac{7.04 \times 3.2^2}{8} = 9.01 \text{ KNm}$$

$$M_{03} = qu \frac{L^2}{8} = \frac{7.04 \times 2.7^2}{8} = 6.42 \text{ KNm}$$

✓ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = 0.3M_{01} = 0.3 \times 11.4 = 3.42 \text{ KN m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = 0.5M_{01} = 0.5 \times 11.4 = 5.7 \text{ KN m}$$

$$M_3 = 0.4 \max (M_{02}, M_{03}) = 0.4M_{02} = 0.4 \times 9.01 = 3.6 \text{ KN m}$$

$$M_4 = 0.4 \max (M_{03}, M_{04}) = 0.4M_{04} = 0.4 \times 9.01 = 3.6 \text{ KN m}$$

$$M_5 = 0.5 \max (M_{04}, M_{05}) = 0.5M_{05} = 0.5 \times 11.4 = 5.7 \text{ KN m}$$

$$M_6 = 0.3 M_{05} = 0.3 \times 11.4 = 3.42 \text{ KN m}$$

✓ **Moments en travées :**

$$\text{Travée 1.2 : } \left\{ \begin{array}{l} Mt_{1-2} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{01} \Rightarrow Mt_{1-2} = 7.94 \text{ KN m} \\ Mt_{1-2} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} \Rightarrow Mt_{1-2} = 7.38 \text{ KN m} \end{array} \right.$$

On prend : $Mt_{1-2} = 7.94 \text{ KN m}$

$$\text{Travée 2.3 : } \begin{cases} Mt_{2-3} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{02} \Rightarrow Mt_{2-3} = 5.23 \text{ KN m} \\ Mt_{2-3} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{02} \Rightarrow Mt_{2-3} = 4.94 \text{ KN m} \end{cases}$$

On prend : $Mt_{2-3} = 5.23 \text{ KN m}$

$$\text{Travée 3.4 : } \begin{cases} Mt_{3-4} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{03} \Rightarrow Mt_{3-4} = 3.44 \text{ KN m} \\ Mt_{3-4} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{03} \Rightarrow Mt_{3-4} = 3.52 \text{ KN m} \end{cases}$$

On prend : $Mt_{3-4} = 3.52 \text{ KN m}$

$$Mt_{1-2} = Mt_{5-6} = 7.94 \text{ KNm} \quad \text{et} \quad Mt_{2-3} = Mt_{4-5} = 5.23 \text{ KNm}$$

TYPE1:

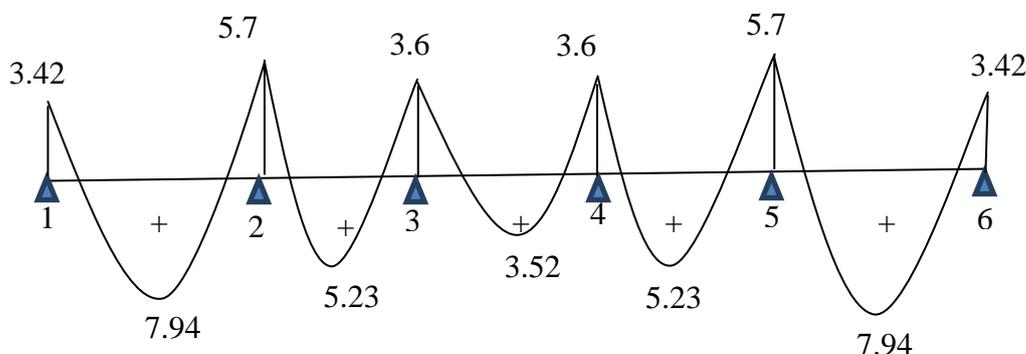


Figure III.4.6. diagrammes des moments fléchissant à l'ELU en KN m

❖ **Calcul des moments fléchissant TYPE2:**

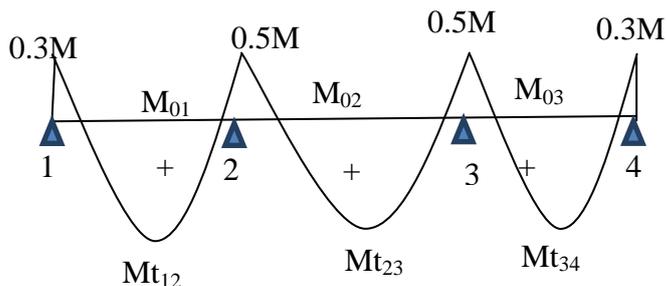


Figure III.4.7. Diagramme des moments d'une poutre continue

✓ **Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU TYPE2:**

$$M_{01} = qu \frac{L^2}{8} = \frac{7.04 \times 3.2^2}{8} = 9.01 \text{ KNm}$$

$$M_{02} = qu \frac{L^2}{8} = \frac{7.04 \times 3.6^2}{8} = 11.4 \text{ KNm}$$

$$M_{03} = qu \frac{L^2}{8} = \frac{7.04 \times 2.8^2}{8} = 6.9 \text{ KNm}$$

✓ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 9.01 = 2.7 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = 0.5 M_{01} = 0.5 \times 11.4 = 5.7 \text{ KN m}$$

$$M_3 = 0.5 \max (M_{02}, M_{03}) = 0.5 M_{02} = 0.5 \times 11.4 = 5.7 \text{ KN m}$$

$$M_4 = 0.3 M_{03} = 0.3 \times 6.9 = 2.07 \text{ KN m}$$

❖ **Moments en travées :**

$$\text{Travée 1.2 : } \begin{cases} Mt_{1-2} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{01} \Rightarrow Mt_{1-2} = 5.67 \text{ KN m} \\ Mt_{1-2} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} \Rightarrow Mt_{1-2} = 5.84 \text{ KN m} \end{cases}$$

On prend : $M_{t_{1-2}} = 5.84 \text{ KN m}$

$$\text{Travée 2.3 : } \begin{cases} Mt_{2-3} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{02} \Rightarrow Mt_{2-3} = 6.8 \text{ KN m} \\ Mt_{2-3} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} \Rightarrow Mt_{2-3} = 6.25 \text{ KN m} \end{cases}$$

On prend : $M_{t_{2-3}} = 6.8 \text{ KN m}$

$$\text{Travée 3.4 : } \begin{cases} Mt_{3-4} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{03} \Rightarrow Mt_{3-4} = 3.67 \text{ KN m} \\ Mt_{3-4} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} \Rightarrow Mt_{3-4} = 4.47 \text{ KN m} \end{cases}$$

On prend : $M_{t_{3-4}} = 4.47 \text{ KN m}$

TYPE2

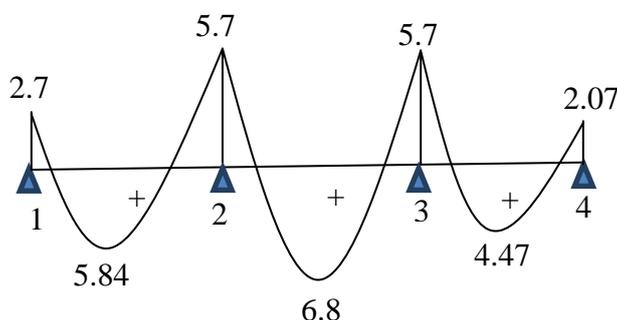


Figure III.4.8. diagrammes des moments fléchissant à l'ELU en KN m.

❖ **Calcul des moments fléchissant TYPE3:**

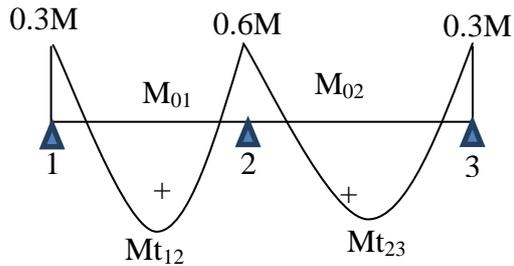


Figure. III.4.9. Diagramme des moments d'une poutre continue

✓ **Calcul des moments isostatiques \$M_{0i}\$ à l'ELU TYPE3:**

$$M_{01} = qu \frac{L^2}{8} = \frac{7.04 \times 3.2^2}{8} = 9.01 \text{ KNm}$$

$$M_{02} = qu \frac{L^2}{8} = \frac{7.04 \times 3.6^2}{8} = 11.4 \text{ KNm}$$

✓ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = 0.3M_{01} = 0.3 \times 9.01 = 2.7 \text{ KN m}$$

$$M_2 = 0.6 \max(M_{01}, M_{02}) = 0.6M_{01} = 0.6 \times 11.4 = 6.84 \text{ KN m}$$

$$M_3 = 0.3 M_{02} = 0.3 \times 11.4 = 3.42 \text{ KN m}$$

❖ **Moments en travées :**

$$\text{Travée 1.2: } \begin{cases} Mt_{1-2} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{01} \Rightarrow Mt_{1-2} = 5.11 \text{ KN m} \\ Mt_{1-2} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{01} \Rightarrow Mt_{1-2} = 5.84 \text{ KN m} \end{cases}$$

On prend : \$Mt_{1-2} = 5.84 \text{ KN m}\$

$$\text{Travée 2.3: } \begin{cases} Mt_{2-3} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{02} \Rightarrow Mt_{2-3} = 7.36 \text{ KN m} \\ Mt_{2-3} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{02} \Rightarrow Mt_{2-3} = 6.25 \text{ KN m} \end{cases}$$

On prend : \$Mt_{2-3} = 7.36 \text{ KN m}\$

TYPE3:

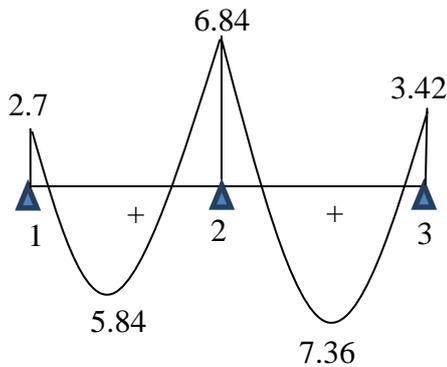


Figure . III.4.10. diagrammes des moments fléchissant à l'ELU en KN m

CONCLUSION :

On doit considérer dans les calculs à suivre le type 1 et le type 3.

❖ **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} + M_i}{L_i}$$

Avec : $\theta(x = 0) = \frac{qu \times L}{2}$ et $\theta(x = L) = -\frac{qu \times L}{2}$

Application TYPE 1 :

Travée 1.2 $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{qu \times L_{1,2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{1,2}} = \frac{7.04 \times 3.6}{2} + \frac{5.7 - 3.42}{3.6} = 13.30 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{qu \times L_{1,2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{1,2}} = -\frac{7.04 \times 3.6}{2} + \frac{5.7 - 3.42}{3.6} = -12.04 \text{ KN} \end{array} \right.$

Travée 2.3 $\left\{ \begin{array}{l} T_2 = \frac{qu \times L_{2,3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{2,3}} = \frac{7.04 \times 3.2}{2} + \frac{3.6 - 5.7}{3.2} = 10.61 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{qu \times L_{2,3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{2,3}} = -\frac{7.04 \times 3.2}{2} + \frac{3.6 - 5.7}{3.2} = -11.92 \text{ KN} \end{array} \right.$

Travée 3.4 $\left\{ \begin{array}{l} T_3 = \frac{qu \times L_{3,4}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{3,4}} = \frac{7.04 \times 2.7}{2} + \frac{3.6 - 3.6}{2.7} = 9.5 \text{ KN} \\ T_4 = -\frac{qu \times L_{3,4}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{3,4}} = -\frac{7.04 \times 2.7}{2} + \frac{3.6 - 3.6}{2.7} = -9.5 \text{ KN} \end{array} \right.$

Travée 4.5 $\left\{ \begin{array}{l} T_4 = \frac{qu \times L_{4,5}}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_{4,5}} = \frac{7.04 \times 3.2}{2} + \frac{5.7 - 3.6}{3.2} = 11.92 \text{ KN} \\ T_5 = -\frac{qu \times L_{4,5}}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_{4,5}} = -\frac{7.04 \times 3.2}{2} + \frac{5.7 - 3.6}{3.2} = -10.61 \text{ KN} \end{array} \right.$

Travée 5.6 $\left\{ \begin{array}{l} T_5 = \frac{qu \times L_{5,6}}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L_{5,6}} = \frac{7.04 \times 3.6}{2} + \frac{3.42 - 5.7}{3.6} = 12.04 \text{ KN} \\ T_6 = -\frac{qu \times L_{5,6}}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L_{5,6}} = -\frac{7.04 \times 3.6}{2} + \frac{3.42 - 5.7}{3.6} = -13.30 \text{ KN} \end{array} \right.$

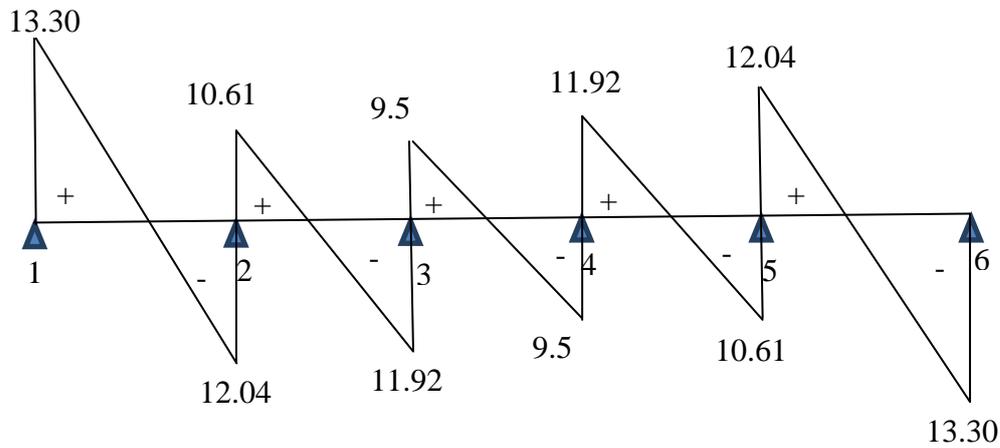


Figure. III.4.11. diagrammes des efforts tranchant à l'ELU en KN

Application TYPE 3 :

Travée 1.2

$$\begin{cases} T_1 = \frac{qu \times L_{1,2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{1,2}} = \frac{7.04 \times 3.2}{2} + \frac{6.84 - 2.7}{3.2} = 12.56 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{qu \times L_{1,2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{1,2}} = -\frac{7.04 \times 3.2}{2} + \frac{6.84 - 2.7}{3.2} = -9.97 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 2.3

$$\begin{cases} T_2 = \frac{qu \times L_{2,3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{2,3}} = \frac{7.04 \times 3.6}{2} + \frac{3.42 - 6.84}{3.6} = 11.72 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{qu \times L_{2,3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{2,3}} = -\frac{7.04 \times 3.6}{2} + \frac{3.42 - 6.84}{3.6} = -13.62 \text{ KN} \end{cases}$$

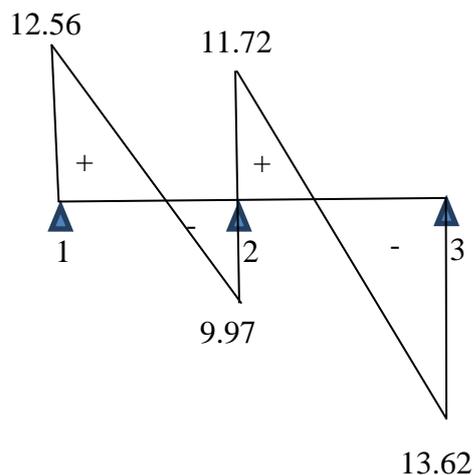


Figure .III.4.12. diagrammes des efforts tranchant à l'ELU en KN

III.4.3) FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE A L'ELU :**Type1**

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

- en travée : $M_t^{max} = 7.94 \text{ KN m}$
- sur appui : $M_{app}^{max} = 5.7 \text{ KN m}$

a. En travée :

$$M_0 = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ KNm}$$

M_0 : moment équilibré par la table de compression.

$M_0 > M_t^{max} \Rightarrow$ L'axe neutre se situe dans la table de compression, la section à calculer sera donc considérer comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

- Calcul du coefficient μ

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.94 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

Pour $\mu = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.94 \times 10^5}{0,987 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,18 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit 3T8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

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

b. Aux appuis :

Aux appuis, la table de compression est entièrement tendue, de ce fait, le calcul sera effectué en considérant une section rectangulaire $(b=12 \text{ cm}, h=20 \text{ cm})$ soumise au moment max.

$$\mu = \frac{M_{app}^{max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.7 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,103 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

Pour $\mu = 0,103 \Rightarrow \beta = 0,945$

$$A_{sap} = \frac{M_{app}^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.7 \times 10^5}{0,945 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0.89 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit 1T12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

III.4.4) VERIFICATION A L'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié 99).**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}, \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

En travée :

$$A_{st} = 1.18 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_{sapp} = 0.89 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99).**

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13.30 \times 10^3}{180 \times 120} = 0.616 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.616 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérences et d'entraînement (B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1) :**

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3.15 \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1.5$$

La contrainte d'adhérence est :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{13.30 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times (3.14 \times 12)} = 2.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.18 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.2) :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_1; \frac{b_0}{10} \right\} \Rightarrow \Phi_t^{\max} \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right\} \Rightarrow \Phi_t \leq \min \{0.57; 1.2; 1.2\} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } \Phi_t = 6 \text{ mm} \implies \text{At} = 2 \Phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2.$$

III.4.5) VERIFICATION A L'ELS :

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport : $\frac{q_s}{q_u}, q_s = 5.04KN/ml$ et $q_u = 7.04KN/ml \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.04}{7.04} = 0.716$

TYPE1:

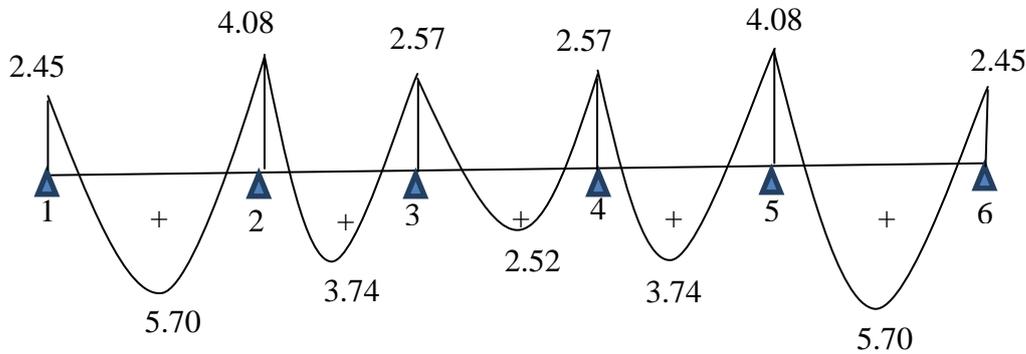


Figure .III.4.13.diagrammes des moments fléchissant à l'ELS en KN m

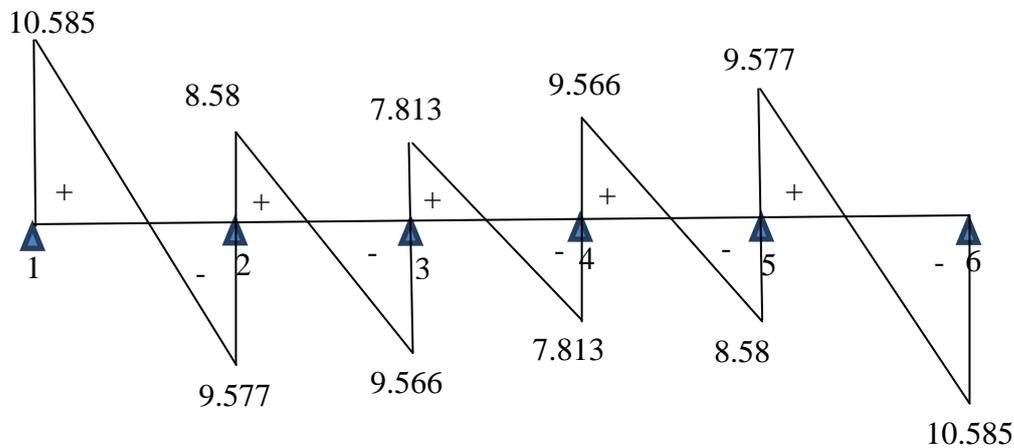


Figure .III.4.14.diagrammes des efforts tranchant à l'ELS en KN

❖ Vérification de la résistance du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{St} \quad \text{Avec : } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

a. En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_{St} = 3 \phi 8 = 1.50 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{St}}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.50}{12 \times 18} = 0.69 \Rightarrow \beta_1 = 0.879 \Rightarrow \alpha_1 = 0.363$$

$$\text{Donc : } K = \frac{0.363}{15(1-0.363)} = 0.038$$

$$\text{Et la contrainte dans les aciers : } \sigma_{st} = \frac{M_{st}^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{5.70 \times 10^6}{0.879 \times 180 \times 150} = 240.2 \text{ MPa}$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.038 \times 240.2 = 9.13 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Sur appuis :

La section d'armatures adoptée à l'ELU sur appuis est $A_{sapp} = 1 \phi 12 = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{sapp}}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523 \Rightarrow \beta_1 = 0.892 \Rightarrow \alpha_1 = 0.324$$

$$\text{Donc : } K = \frac{0.324}{15(1-0.324)} = 0.032$$

$$\text{Et la contrainte dans les aciers : } \sigma_{sapp} = \frac{M_{sapp}^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sapp}} = \frac{4.08 \times 10^6}{0.892 \times 180 \times 113} = 224.876 \text{ MPa}$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = K \sigma_{sapp} = 0.032 \times 224.876 = 7.19 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (B.6.8.424) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.20}{3.6} = 0.055 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_{01}} \Rightarrow \frac{0.20}{3.6} = 0.055 > \frac{1}{15} \times \frac{5.7}{8.162} = 0.046 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.5}{12 \times 18} = 0.0069 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vu que les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Ferrailage de la poutrelle TYPE1 et TYPE2 :

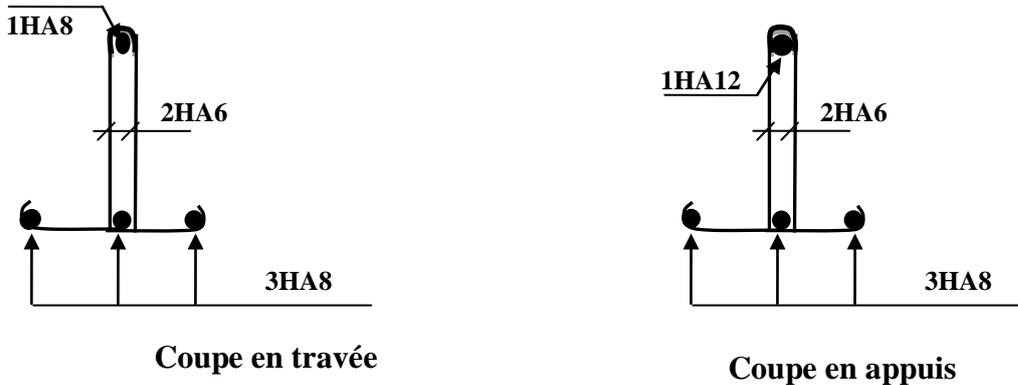


Figure .III.4.15. Ferrailage adopté pour les poutrelles de type1 et type2

III.4.6) FERRAILAGE DE LA POUTRELLE A L'ELU :

Type 3

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

- en travée : $M_t^{max} = 7.36 \text{ KN m}$
- sur appui : $M_{app}^{max} = 6.84 \text{ KN m}$

a. En travée :

$$M_0 = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ KNm}$$

M_0 : moment équilibré par la table de compression.

$M_0 > M_t^{max} \Rightarrow$ L'axe neutre se situe dans la table de compression, la section à calculer sera donc considérer comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

- Calcul du coefficient μ

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.36 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0,024 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

Pour $\mu = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.36 \times 10^5}{0,988 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,09 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 3\text{T}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

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

b. Aux appuis :

Aux appuis, la table de compression est entièrement tendue, de ce fait, le calcul sera effectué en considérant une section rectangulaire ($b=12$ cm, $h=20$ cm) soumise au moment max.

$$\mu = \frac{M_{app}^{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.84 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,124 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

Pour $\mu = 0,124 \Rightarrow \beta = 0,934$

$$A_{sapp} = \frac{M_{app}^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.84 \times 10^5}{0,934 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.07 \text{ cm}^2; \text{ Soit } 1T12=1.13 \text{ cm}^2$$

III.4.7) VERIFICATION A L'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié 99).**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho \geq 0.23 \frac{f_{28}}{f_e}, \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

En travée :

$$A_{st} = 1.19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_{sapp} = 1.17 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99).**

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13.62 \times 10^3}{180 \times 120} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérences et d'entraînement (B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1) :**

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3.15 \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1.5$$

La contrainte d'adhérence est :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{13.62 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times (3.14 \times 12)} = 2.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.23 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.2) :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right\} \Rightarrow \Phi_t^{\max} \leq \min \left\{ \frac{20}{35} ; 1.4 ; \frac{12}{10} \right\} \Rightarrow \Phi_t \leq \min \{0.57; 1.4; 1.2\} = 0.57 \text{ cm}$$

Soit $\Phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow \text{At} = 2 \Phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$.

III.4.7) VERIFICATION A L'ELS :

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport : $\frac{q_s}{q_u}$, $q_s = 5.04 \text{ KN/ml}$ et $q_u = 7.04 \text{ KN/ml} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.04}{7.04} = 0.716$

TYPE3:

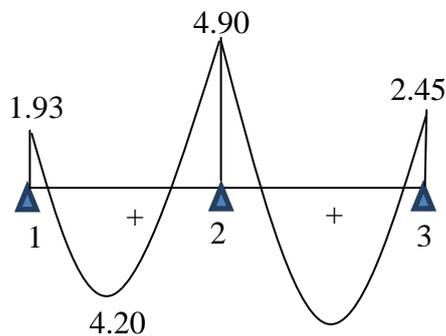


Figure.III.4.16.diagrammes des moments fléchissant à l'ELS en KN m

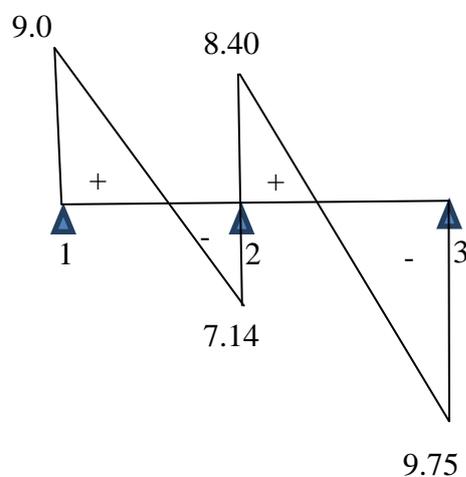


Figure .III.4.17.diagrammes des efforts tranchant à l'ELS en KN

❖ **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

a. En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_{st} = 3 \phi 8 = 1.50 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b_0.d} = \frac{100 \times 1.50}{12 \times 18} = 0.69 \Rightarrow \beta_1 = 0.879 \Rightarrow \alpha_1 = 0.363$$

$$\text{Donc : } K = \frac{0.363}{15(1 - 0.363)} = 0.038$$

$$\text{Et la contrainte dans les aciers : } \sigma_{st} = \frac{M_{st}^{\max}}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{5.27 \times 10^6}{0.879 \times 180 \times 150} = 222.05 \text{ MPa}$$

Enfinement : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.038 \times 222.05 = 8.44 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

b. Sur appuis :

La section d'armatures adoptée à l'ELU sur appuis est $A_{sapp} = 1 \phi 12 = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_{sapp}}{b_0.d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.713 \Rightarrow \beta_1 = 0.877 \Rightarrow \alpha_1 = 0.369$$

$$\text{Donc : } K = \frac{0.369}{15(1 - 0.369)} = 0.039$$

$$\text{Et la contrainte dans les aciers : } \sigma_{sapp} = \frac{M_{sapp}^{\max}}{\beta_1.d.A_{sapp}} = \frac{4.9 \times 10^6}{0.877 \times 180 \times 154} = 201.56 \text{ MPa}$$

Enfinement : $\sigma_{bc} = K \sigma_{sapp} = 0.039 \times 201.56 = 7.86 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

❖ **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (B.6.8.424) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.20}{3.6} = 0.055 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_{02}} \Rightarrow \frac{0.20}{3.6} = 0.055 > \frac{1}{15} \times \frac{5.27}{8.162} = 0.043 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.5}{12 \times 18} = 0.0069 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vu que les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

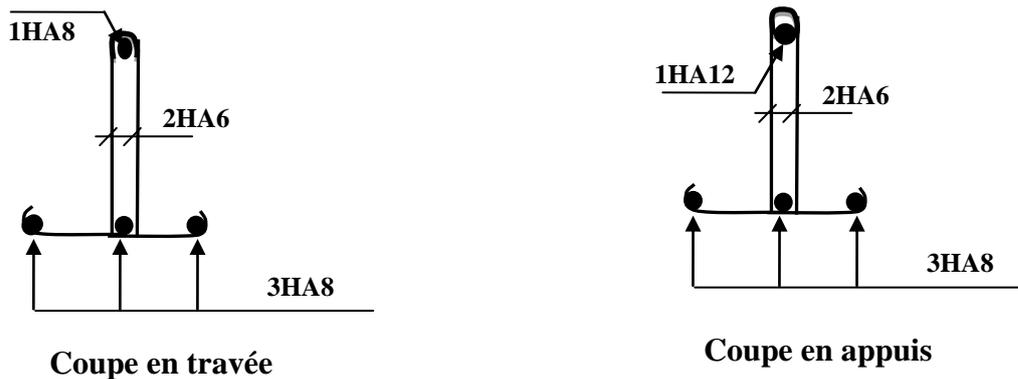
❖ **Ferraillage de la poutrelle TYPE3 :**

Figure .III.4.17.Ferraillage adopté pour les poutrelles.

III-5) LES BALCONS :

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons ; le premier est en corps creux (16+4) coulé sur place muni d'une poutre secondaire et le second est en dalle pleine.

III-5-1) ETUDE DE LA DALLE PLEINE :

Le balcon est calculé telle une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Soumis à des charges permanentes G, au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations.

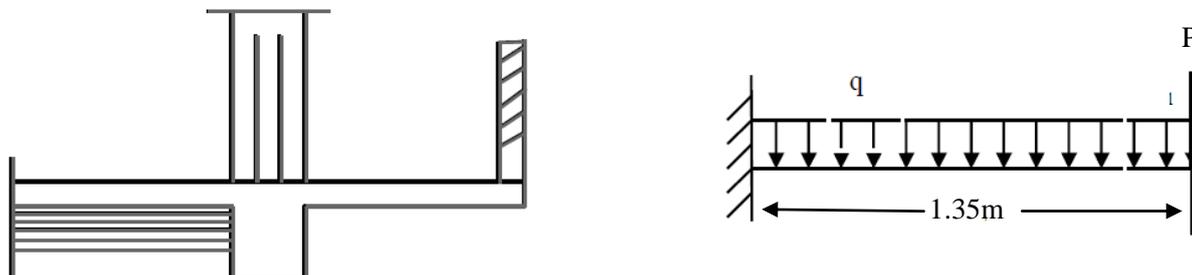


Figure III-5-1: Coupe verticale et schéma statique du balcon.

III-5-2) DIMENSIONNEMENT :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{\ell}{10} = \frac{135}{10} = 13.5\text{cm}$$

On prend e=15 cm.

Dans le calcul qui suit, nous considérons une bande de 1 ml.

III-5-3) DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

a. Charges permanentes :

Charges permanentes uniformes	Epaisseur [cm]	Poids volumiques KN/m ³	Poids [KN/ml]
Revêtement en carrelage	2	20	=0.02×1m×20=0.4
Mortier de pose	2	22	=0.02×1m×22=0.44
Sable de pose	2	18	=0.02×1m×18=0.36
Poids propre de la dalle pleine	15	25	=0.15×1m×25=3.75
Enduit en mortier ciment	2	18	=0.02×1m×18=0.36
			G = 5,31 KN/ml

Tableau. III-5-1 Les charges permanentes revenant au balcon.

b. charge concentrée du garde-corps :

Charges permanentes concentrées	Epaisseur [cm]	Poids volumiques KN/m ³	Poids [KN]
Murs en briques creuses	10	9	=0.10×1m ² ×9=0.9
Enduit en mortier de ciment	2+2	18	=0.4×1m ² ×18=0.72
			P= 1,62 KN

Tableau III-5-2 : Les charges concentrées revenant au balcon.

c. surcharge d'exploitation:

$$Q = 3.5 \times 1 = 3.5\text{KN/ml}$$

III-5-4) CALCUL A L'ELU :**a. Combinaison de charges :****• Dalle :**

$$qu = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow qu = 1.35(5,31) + 1,5(3,5) = 12,42 \text{ KN/ml}$$

• Garde-corps :

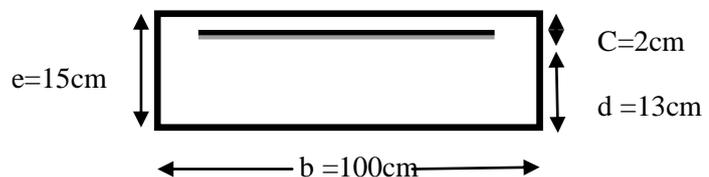
$$Pu = 1.35P \Rightarrow Pu = 1,35(1,62) = 2,19 \text{ KN}$$

b. Le moment provoqué par la charge qu est :

$$M_{qu} = \frac{qu \times l^2}{2} = \frac{12,42 \times 1,35^2}{2} = 11,32 \text{ KNm}$$

c. Le moment provoqué par la charge P est :

$$M_p = P \times l = 2,19 \times 1,35 = 2,96 \text{ KNm}$$

d. le moment total est : $M_u = M_{qu} + M_p = 11,32 + 2,96 = 14,28 \text{ KNm}$ **III-5-4-1) Calcul des armatures :****a. armatures principales :****Figure III-5-2: bande d'un mètre de largeur.**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,28 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,06 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Pour : } \mu = 0,06 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,28 \times 10^5}{0,969 \times 13 \times 34800} = 3,257 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

b. armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III-5-4-2) Vérification à l'ELU :**a. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

b. Vérification au cisaillement (BAEL 99 /A.5.1,211) :

$$V_u = q_u \times l + p_u = 12.42 \times 1.35 + 2.19 = 18.957 \text{ KN}$$

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration étant préjudiciable, le BAEL91 nous recommande :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{18.957 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.146 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.146 \ll \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifié.

c. Vérification de la condition de l'adhérence des barres (A.6.13/BAEL 91) :

On doit vérifier : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i}, \sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.08 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.957 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150.8} = 1.074 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.074 \ll \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_{se} &= \psi \times f_{t28} \\ \psi &= 1.5 \text{ HA} \\ f_{t28} &= 2.1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

d. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

• **BAEL 99 A.5.1, 312**

$$A_{St} \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \text{ Avec : } A_{St} = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ et } \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{18.957 \times 10^3}{348} = 54.47 \text{ mm}^2 = 0.5447 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

• **BAEL 99 A.5. 1,313**

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 d \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} \Rightarrow \bar{V} = 0.4 \times 0.9 \times 0.13 \times 1 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 780 \text{ KN}$$

$$V_u = q_u \times l + p_u = 12.42 \times 1.35 + 2.19 = 18.957 \text{ KN}$$

$\bar{V}_u \gg V_u \Rightarrow$ Condition vérifié.

e. Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Armatures secondaires: $St = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow$ Condition vérifiée

f. Ancrage des barres aux appuis :

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,3 \text{ mm} = 42,33 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm}$$

Donc on prévoit des crochets :

$$L_{cr} = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,9 \text{ cm}$$

III-5-4-3) Vérification à L'ELS :

$$ELS \rightarrow \begin{cases} q_s = G + Q = 5,31 + 3,5 = 8,81 \text{ KN / ml} \\ P_s = P = 1,62 \text{ KN} \end{cases}$$

a). Calcul du moment d'encastrement :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l = \frac{8,81 \times 1,35^2}{2} + 1,62 \times 1,35 = 10,215 \text{ KNm}$$

b). Vérification des contraintes :

- **Acier:** La fissuration étant préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\frac{2}{3} f_e = 266,67$$

$$\eta = 1,6 \text{ HA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

Calcul du β_1

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,3477$$

$$\rho_1 = 0,347 \Rightarrow \beta_1 = 0,908$$

$$\sigma_{st} = \frac{10,215 \times 10^3}{0,908 \times 13 \times 4,52} = 191,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 191,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Béton:**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - n A_s (d - y) = 0 \Leftrightarrow 50 y^2 - 15 \times 4,52 (13 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 67,8 y - 881,4 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 425,3$$

$$y = 3,575 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}, \sqrt{\Delta} = (-b)^2 - 4.a.c$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2$$

$$n = 15$$

$$I = \frac{100}{3} (3.575)^3 + 15 \times 4.52 (13 - 3.575)^2 = 7545.74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.215 \times 10^6}{75457408} \times 35.75 = 4.84 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

c. Vérification de la flèche : Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 > 0.0625 \Rightarrow OK$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 > \frac{10.215}{10 \times 10.215} = 0.1 \Rightarrow OK$$

$$c) \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.00347 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow OK$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-5-4-4) Plan de ferrailage de balcon :

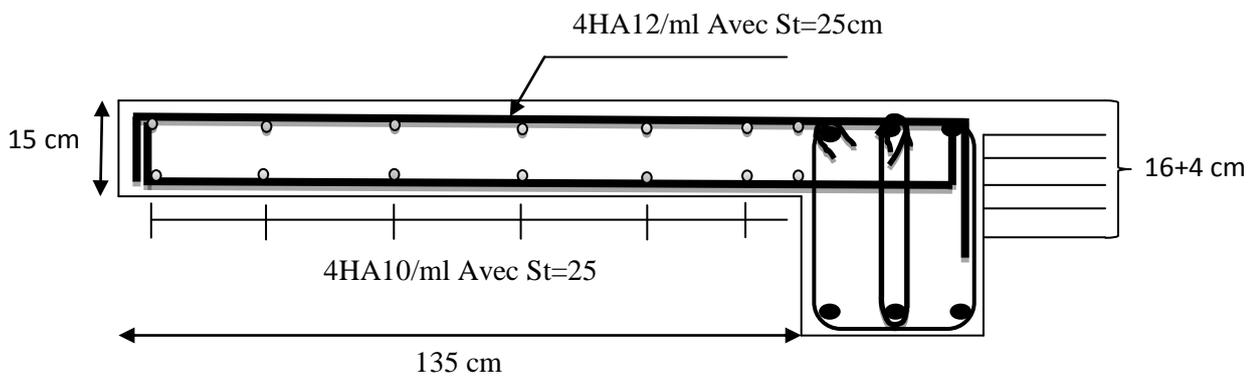


Figure III-5-3. Coupe verticale du balcon.

III.6) CALCUL DE LA SALLE MACHINE :

III.6.1) INTRODUCTION :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (8 niveaux), un ascenseur a été prévu. La surface de sa cabine est ($2 \times 1.75 = 3,5 \text{ m}^2$) ; la charge totale que le système de levage transmet est de 8 tonnes. ($P = 80\text{KN}$)

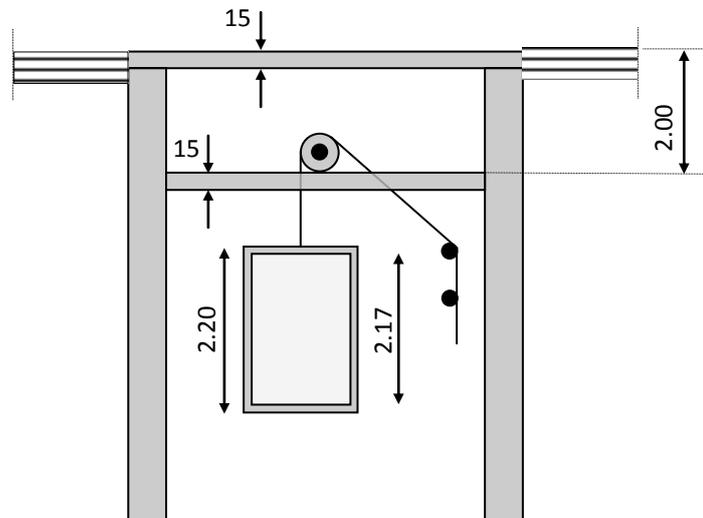


Fig III.6.1 : schéma de l'ascenseur.

III.6.2) CALCUL DE LA DALLE PLEINE :

a) L'épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{205}{30} = 6,833 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur **$h_t = 15\text{cm}$** .

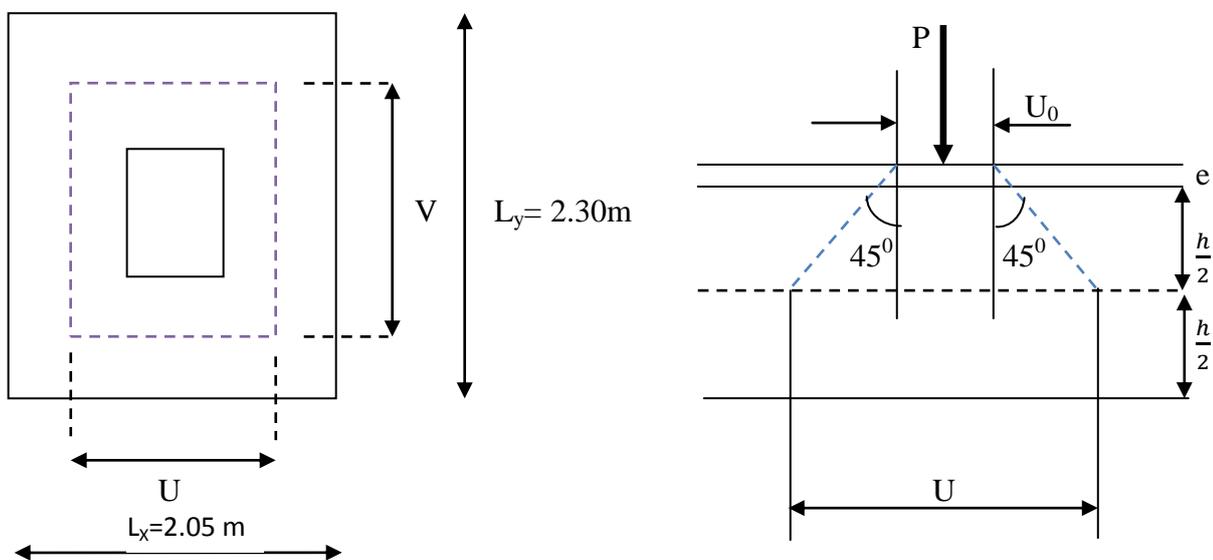


Fig.III.6.2 : schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t & \text{avec : } ht = 15\text{cm} ; e : \text{revêtement de la dalle (} e = 5\text{cm)} \\ V = V_0 + 2e + h_t & U_0 = 175\text{cm}; \quad V_0 = 200\text{cm} \end{cases}$$

◆ $U = 175 + 10 + 15 = 200\text{cm}$
 ◆ $V = 200 + 10 + 15 = 225\text{cm}$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.05}{2.30} = 0.891 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \implies \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Moments engendrés par le système de levage :

➤ Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_x = q_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u (\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

ν : coefficient de poisson ; à l'ELU : $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{2}{2.05} = 0.975 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{2.25}{2.30} = 0.978$$

❖ Après interpolation : $M_1 = 0.04226$; $M_2 = 0.03276$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 80 \times (0.04226 + 0) = 4,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 80 \times (0 + 0.03276) = 3,54 \text{ KN.m}$$

c) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

➤ Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y q_u L_y^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.05}{2.30} = 0.891 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \implies \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

❖ Après interpolation : $\mu_x = 0.0467$; $\mu_y = 0.7609$

Poids propre de la dalle : $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.5625 \text{ KN/ml}$

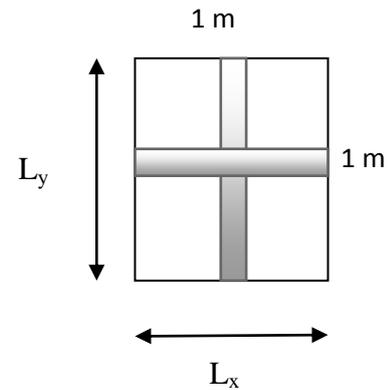
$M_{x2} = 0.0467 \times 6.5625 \times 2.05^2 = 1.288 \text{ KN.m}$

$M_{y2} = 0.7609 \times 1.288 = 0.979 \text{ KN.m}$

d) Superposition des moments:

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,56 + 1.288 = 5,853 \text{ KN.m}$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,54 + 0.979 = 4.518 \text{ KN.m}$



A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

e) Ferrailage de la dalle :

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x

• En travée :

$M_u = 0.85 \times 5,853 = 4,975 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.975 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times (14.2)} = 0.0243 < \mu_l = 0.392. \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{4.975 \times 10^3}{0.988 \times 12 \times 348} = 1,205 \text{ cm}^2$$

soit 4HA8 ($A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• Aux appuis :

$M_{u,x} = 0.3 \times -5,853 = -1.756 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.756 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times (14.2)} = 0.0085 < \mu_l = 0.392. \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{1.756 \times 10^3}{0.996 \times 12 \times 348} = 0.422 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Dans le sens de la grande portée : y-y

• En travée :

$$M_{uy} = 0.85 \times 4.518 = 3.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.84 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times (14.2)} = 0.0188 < \mu_l = 0.392. \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.84 \times 10^3}{0.991 \times 12 \times 348} = 0.928 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• Aux appuis :

$$M_{uy} = 0.3 \times -4.518 = -1.355 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.355 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times (14.2)} = 0.0066 < \mu_l = 0.392. \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.355 \times 10^3}{0.997 \times 12 \times 348} = 0.325 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.6.3) VERIFICATION A L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0.8\%$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{2.05}{2.30} \right) = 1.265 \text{ cm}^2$$

Pour les deux sens x-x ; y-y $A^t A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,265 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

b) Diamètre minimal des barres (Art A-7-2-1 du BAEL91) :

On doit vérifier que : $\Phi_{\max} \leq h_t / 10 = 150 / 10 = 15 \text{ mm}$

$$\Phi = 8 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h$ et 25cm ;

$$S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33cm ;

$$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

d) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(2+2.25) = 8.5\text{m}$$

$$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$q_u = 108 \leq 0.045 \times 8.5 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 956,25 \text{ KN} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

e) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

$$\text{➤ Au milieu de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2 \times 2,25 + 2} = 12.31 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Au milieu de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 2,25} = 11.85 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{12.31 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.102 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$; la condition est vérifiée.

III.6.4) VERIFICATION A L'ELS :**a) Moments engendrés par le système de levage :**

À L'ELS $v = 0.2$;

Après interpolation : $M_1 = 0.04226$; $M_2 = 0.03276$

$$M_{x1} = q_s (M_1 + vM_2) = 80 \times (0.04226 + 0.2 \times 0.03276) = 3,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s (vM_1 + M_2) = 80 \times (0.2 \times 0.04226 + 0.03276) = 3,30 \text{ KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.0538 \quad ; \quad \mu_y = 0.8334$$

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0538 \times 4.75 \times 2.05^2 = 1,074 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.8334 \times 1,074 = 0.895 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = 3,90 + 1,074 = 4,98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 3,30 + 0.895 = 4,20 \text{ KN.}$$

d) Ferrailage de la dalle :

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x

• En travée :

$$M_s = 0.85 \times 4,98 = 4.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{4.23 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00073 \longrightarrow \beta_s = 0.953$$

$$A_s = \frac{4.23 \times 10^5}{0.953 \times 12 \times 40000} = 0,925 \text{ cm}^2 < A_u^t = 1,205 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{cv}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = -0.3 \times 4,98 = -1.494 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.494 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00026 \longrightarrow \beta_s = 0.9715$$

$$A_s = \frac{1.494 \times 10^5}{0.9715 \times 12 \times 40000} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_u^a = 0.422 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{cv}$$

➤ **Dans le sens de la grande portée : y-y**

- **En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 4,20 = 3.56 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3.56 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00061 \longrightarrow \beta_s = 0.957$$

$$A_s = \frac{3.56 \times 10^5}{0.957 \times 12 \times 40000} = 0.776 \text{ cm}^2 < A_u^t = 0.928 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{cv}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = -0.3 \times 4.20 = -1.256 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.256 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.000218 \longrightarrow \beta_s = 0.9735$$

$$A_s = \frac{1.256 \times 10^5}{0.9735 \times 12 \times 40000} = 0.274 \text{ cm}^2 < A_u^a = 0.325 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{cv}$$

Conclusion :

les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.6.5) VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE COMPRESSION DANS LE BETON :

a) **Sens x-x :**

- **En travée :**

$$M_{T.S}^{xx} = 4.23 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.1675 \rightarrow k_1 = 59.91 \quad \beta_1 = 0.9335$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.23 \times 10^6}{0.9335 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 187.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{187,98}{59,91} = 3.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$M_{A.S}^{X-X} = 1.494 \text{ KN.m} < M_{T.S}^{XX} = 4.23 \text{ KN.m} : \sigma_{bc}^{XX} = 3.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

b) Sens y-y :

- En travée :

$$M_{T.S}^{Y-Y} = 3.56 \text{ KN.m} < M_{T.S}^{XX} = 4.23 \text{ KN.m} : \sigma_{bc}^{XX} = 3.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$M_{A.S}^{Y-Y} = 1.256 \text{ KN.m} < M_{T.S}^{XX} = 4.23 \text{ KN.m} : \sigma_{bc}^{XX} = 3.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

III.6.6) DIAMETRE MAXIMAL DES BARRES (ART A-7-2-1 DU BAEL91) :

On doit vérifier que : $\Phi_{max} \leq h_t/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

$$\Phi = 8 \text{ mm} < \Phi_{max} = 15 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.7) ETAT LIMITE DE FISSURATION :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

III.6.8) PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE DE LA SALLE MACHINE :

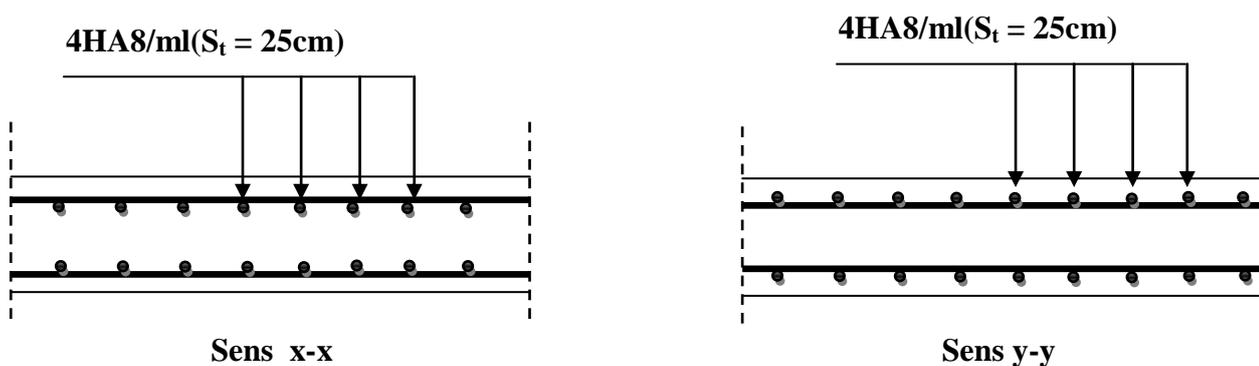


Fig.III.6.3 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle

INTRODUCTION :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF ou autre méthode est devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis ETABS.

IV.1) Description De L'ETABS:

L'ETABS (Extended Three dimensions Analysis of Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments. Il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, ...etc.

IV.2) Etapes De Modélisation :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles, ...) ;
4. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003 ;
6. Introduction des combinaisons d'actions ;
7. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
8. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
9. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

Les résultats pour notre structure sont les suivants :

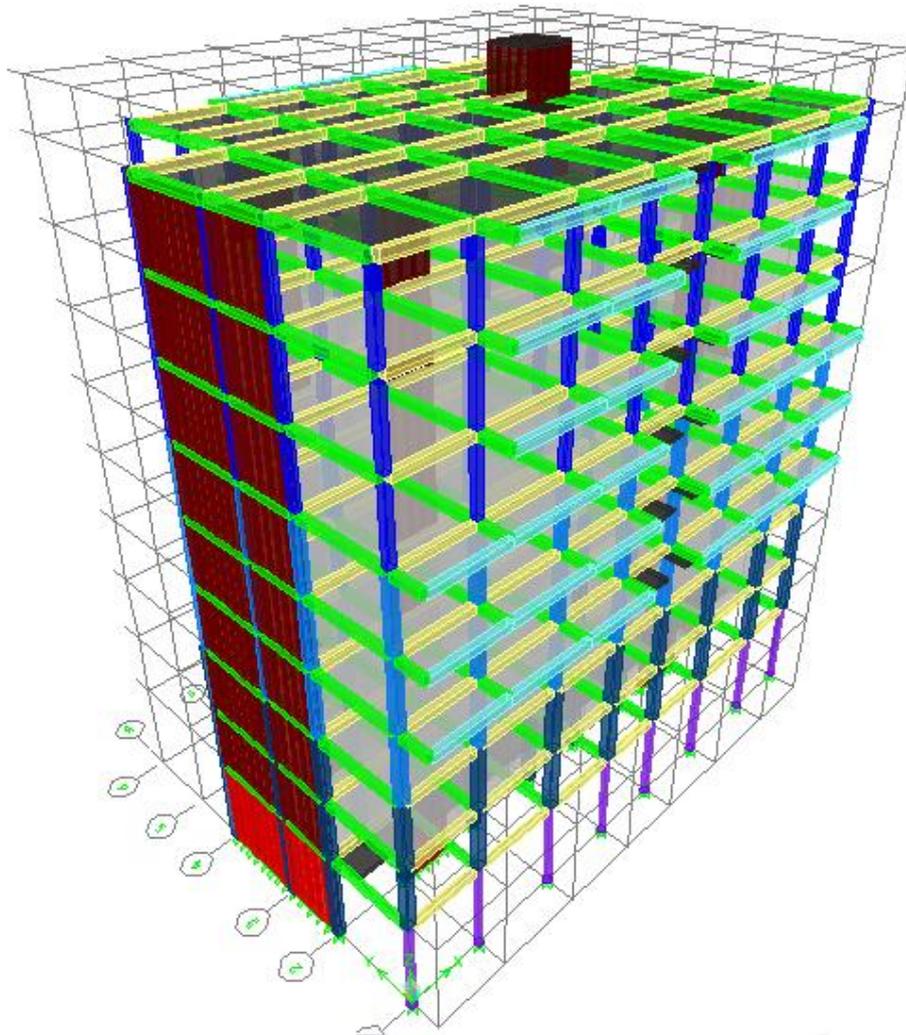


Figure IV-1- Vue en trois dimensions de la structure

IV.3) Choix De La Méthode :

Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes :

- ∇ Par la méthode statique équivalente.
- ∇ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ∇ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale car la méthode statique équivalente n'est pas applicable pour notre bâtiment ; notre structure est irrégulier on plans

◆ principe de la méthode :

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.

◆ définition du spectre de réponse :

C'est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou future.

◆ caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S2	Tableau 4.7
La zone	IIa	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Remplissage	dense	Tableau 4.2
Facteur de qualité	1.15	Tableau 4.2.3
coefficient de comportement	4	Tableau 4.3

Tableau IV-1- Caractéristiques du spectre de réponse

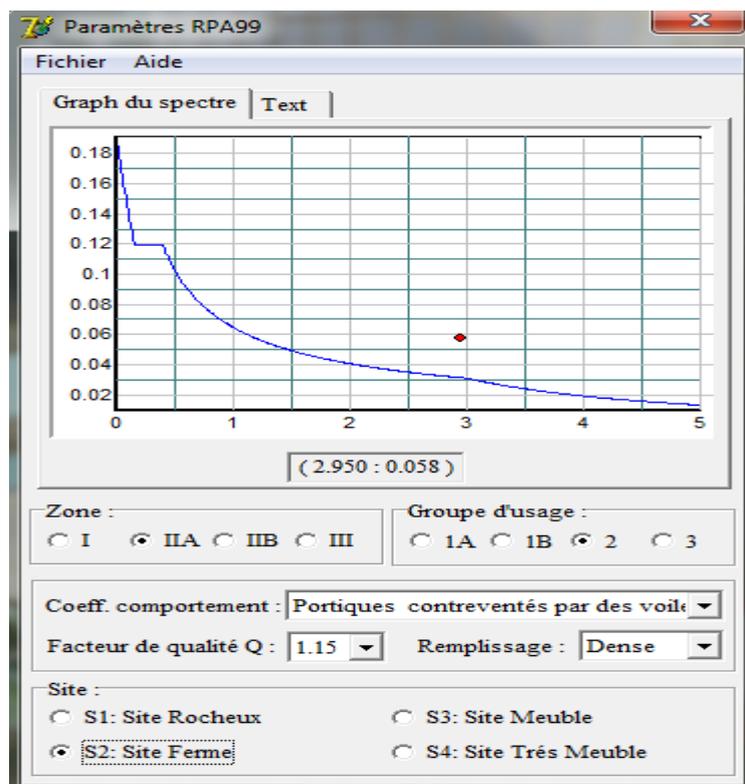


Figure IV-2- Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse

IV.4) Contreventement

Introduction :

L'étude du contreventement est une étape très importante. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales (vent et séisme).

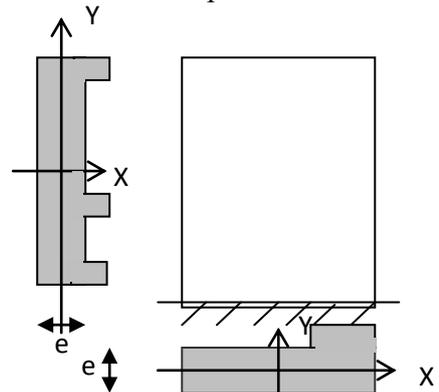


Fig. IV .3 : Coupe sur des voiles pleins

IV.4.1. CALCUL DES INERTIES DES REFENDS :

➤ **LES REFENDS TRANSVERSAUX**

Comme nos voiles on une forme non uniforme on a appliqué le théorème d'Huygens a fin de déterminer les inerties revenant a chaque voile (on utilise l'Excel)

Les résultats son récapituler dans les tableaux suivant

Remarque :

- On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe X.

VOILE COURANT	Niveau	L (m)	L1(m)	L2 (m)	H (m)	H0 (m)	e (m)
	RDC	7,2	2,4	3,6	0,4	0,18	0,22
	1,2	7,2	2,4	3,6	0,4	0,22	0,18
	3,4,5	7,2	2,475	3,675	0,35	0,17	0,18
	6,7,8	7,2	2,55	3,75	0,3	0,12	0,18
	Niveau	YG (m)	IX1 (m ⁴)	IX2 (m ⁴)	IX3 (m ⁴)	IX4 (m ⁴)	IX (m ⁴)
	RDC	3,576	0,8215711	0,0248479	0,845071872	6,8437924	8,5352832
	1,2	3,56615385	0,9983006	0,02938	1,038807681	5,6002046	7,666692923
	3,4,5	3,5757884	0,6887464	0,0203336	0,708482504	5,5994797	7,017042208
	6,7,8	3,58461538	0,424947	0,0125739	0,432590059	5,5990267	6,469137692

CAGE D'ASCENSEUR	Niveau	L (m)	H (m)	H0 (m)	e (m)	
	RDC	2,3	0,4	0,22	0,18	
	1,2	2,3	0,4	0,22	0,18	
	3,4,5	2,25	0,35	0,17	0,18	
	6,7,8	2,2	0,3	0,12	0,18	
	Niveau	YG (m)	IX5 (m ⁴)	IX6 (m ⁴)	IX7 (m ⁴)	IX8 (m ⁴)
	RDC	0,9834661	0,0551894	0,193986681	0,2491761	0,138915
	1,2	0,9834661	0,0551894	0,193986681	0,2491761	0,138915
	3,4,5	1,00331	0,0414302	0,176856799	0,218287	0
	6,7,8	1,0208333	0,0275706	0,162201875	0,1897725	0

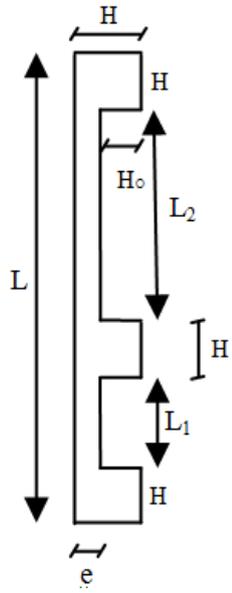


Fig. IV .4: Coupe de voile

TOTAL	Inertie Total transversal de chaque niveau	
	RDC	17,4586575
	1,2	15,7214769
	3,4,5	14,2523714
	6,7,8	13,1280479
I TOTAL (m ⁴)		131,0429
I=2IX+IX7+IX8 (m ⁴)		

Tableau IV.2 : inerties des refends transversaux

➤ LES REFENDS LONGITUDINAUX:

On utilise la même méthode qu'avant pour le calcul des refends longitudinaux

- On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.

VOILE COURANT	Niveau	L (m)	H (m)	H0 (m)	e (m)
	RDC	2,4	0,4	0,18	0,22
	1,2	2,4	0,4	0,22	0,18
	3,4,5	2,4	0,35	0,17	0,18
	6,7,8	2,4	0,3	0,12	0,18
	Niveau	XG (m)	IY1 (m ⁴)	IY2 (m ⁴)	IY (m ⁴)
	RDC	1,08	0,0567168	0,2610432	0,31776
	1,2	1,03076923	0,06190895	0,219732071	0,281641026
	3,4,5	1,07591556	0,0489005	0,214011481	0,262911984
	6,7,8	1,11923077	0,0340887	0,210178225	0,244266923

CAGE D'ASCENSEUR	Niveau	L (m)	H (m)	H0 (m)	e (m)	
	RDC	2,55	0,4	0,22	0,18	
	1,2	2,55	0,4	0,22	0,18	
	3,4,5	2,5	0,35	0,17	0,18	
	6,7,8	2,45	0,3	0,12	0,18	
	Niveau	XG (m)	IY3 (m ⁴)	IY4 (m ⁴)	IY5 (m ⁴)	IY6 (m ⁴)
	RDC	1,102056673	0,07277948	0,26244904	0,33522852	0,182505
	1,2	1,102056673	0,07277948	0,26244904	0,33522852	0,182505
	3,4,5	1,124460255	0,05424515	0,2414671	0,295712247	0,182505
	6,7,8	1,143867925	0,03582984	0,22349472	0,259324564	0,182505

TOTAL			Inertie Total longitudinal de chaque niveau	
		RDC	$I=4IY+IY5+IX6 (m^4)$	1,78877352
	I TOTAL (m ⁴)	1,2		1,644297622
		3,4,5		1,529865183
		6,7,8		1,418897256
	13,92365608			

Tableau IV.3 : inerties des refends longitudinaux

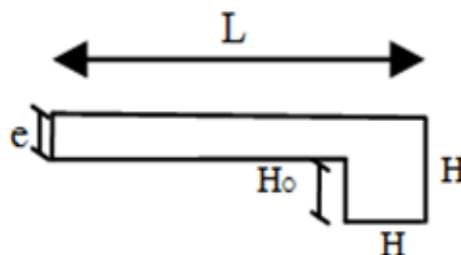


Fig. IV .5: Coupe de voile longitudinal

IV.4.2. POURCENTAGE DES CHARGES VERTICALES REVIENNENT AUX REFENDS

Niveau	Sens	Poids repris par les voiles à l'ELU (KN)	Poids Total à l'ELU (KN)
8	longitudinal	237,3523	4892,3816
	transversal	471,5496	
7	longitudinal	236,7252	4747,6440
	transversal	469,3788	
6	longitudinal	236,7252	4747,6440
	transversal	469,3788	
5	longitudinal	236,7252	4844,0267
	transversal	469,3788	
4	longitudinal	236,7252	4927,6907
	transversal	469,3788	
3	longitudinal	236,7252	4927,6907
	transversal	469,3788	
2	longitudinal	236,7252	5055,4935
	transversal	469,3788	
1	longitudinal	246,0852	4951,7876
	transversal	371,7288	
RDC	longitudinal	285,8313	5275,3279
	transversal	431,2152	
Σ		6280,3864	44369,6866
Pourcentage de poids repris par les voiles (%)			14,1547

Tableau IV.4: Charges verticales repris par les voiles

Etage	Charge permanente du plancher (Kn/m ²)	Charges d'exploitations (Kn/m ²)
RDC & 1,2	5,25	2,5
3 & 4, 5, 6, 7		1,5
8	5,88	1

Tableau IV.5: Charges et surcharges des plancher

Exemple₁ ; Poids repris par les voiles dans le sens longitudinal pour le 8^{ème} étage :

$$(1,35*5,88+1,5*1)*(0,65*2,4*4) + 1,35*(0,18*2,4*3,06*25*4) = 237,3523 \text{ KN}$$

Exemple₂ ; Poids repris par les voiles dans le sens transversal pour le 2^{ème} étage :

$$(1,35*5,25+1,5*1,5)*(7,2*1,5*2) + 1,35*(0,18*7,2*3,06*25*2) = 469,3788 \text{ KN}$$

Exemple₃ ; Poids Total au niveau du 4^{ème} étage :

$$((1,35*5,25+1,5*1,5)*435,24)+1,35*((0,35*0,35*25*3,06*33)+(0,18*2,4*3,06*25*4)+(0,18*7,2*3,06*25*2)) = 4927,6907 \text{ KN}$$

IV.4.3.CALCUL DES INERTIES DES POTEAUX :

Les inerties des poteaux dans les deux sens serrant donnée comme suit :

$$I=I_x=I_y= \frac{a.b^3}{12}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Récapitulatif

Niveau	a (m)	b (m)	I d'un poteau (m ⁴)	Nbr de poteau	I total (m ⁴)
RDC, 1,2	0,4	0,4	0,00213333	33	0,0704
03, 04,05	0,35	0,35	0,00125052	33	0,041267188
06, 07,08	0,3	0,3	0,000675	33	0,022275
Σ					0,401826563

Tableau IV.6: Inerties des Poteaux

➤ SENS TRANSVERSAL

L'inertie des poteaux : $I_p = 0.402 \text{ m}^4$
 L'inertie des voiles : $I_v = 131.043\text{m}^4$
 L'inertie de l'ensemble : $I = 131.445\text{m}^4$

- ❖ Pourcentage de l'inertie des poteaux /l'ensemble : 0.30 %
- ❖ Pourcentage de l'inertie des voiles /l'ensemble : 99. 70 %

➤ SENS LONGITUDINAL

L'inertie des poteaux : $I_p = 0.402 \text{ m}^4$
 L'inertie des voiles : $I_v = 13.923\text{m}^4$
 L'inertie de l'ensemble : $I = 14.325\text{m}^4$

- ❖ Pourcentage de l'inertie des poteaux par rapport à l'ensemble : 2.80 %
- ❖ Pourcentage de l'inertie des voiles par rapport à l'ensemble : 97.20 %

Conclusion :

On constate que :

1° / L'inertie des voiles est plus important que celle des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre au moins 95% des sollicitations dues aux charges horizontales).

2° / Les voiles vont reprendre 14,15% des sollicitations dues aux charges verticales

D'après le RPA, le système de contreventement est du type 4b : Portiques contreventés par des voiles

{ R= 4 }

IV.5) Etude Du Contreventement à l'aide du logiciel ETABS avec l'option « Section Cut »

Voir les tableaux ci-après :

Sens X – X :

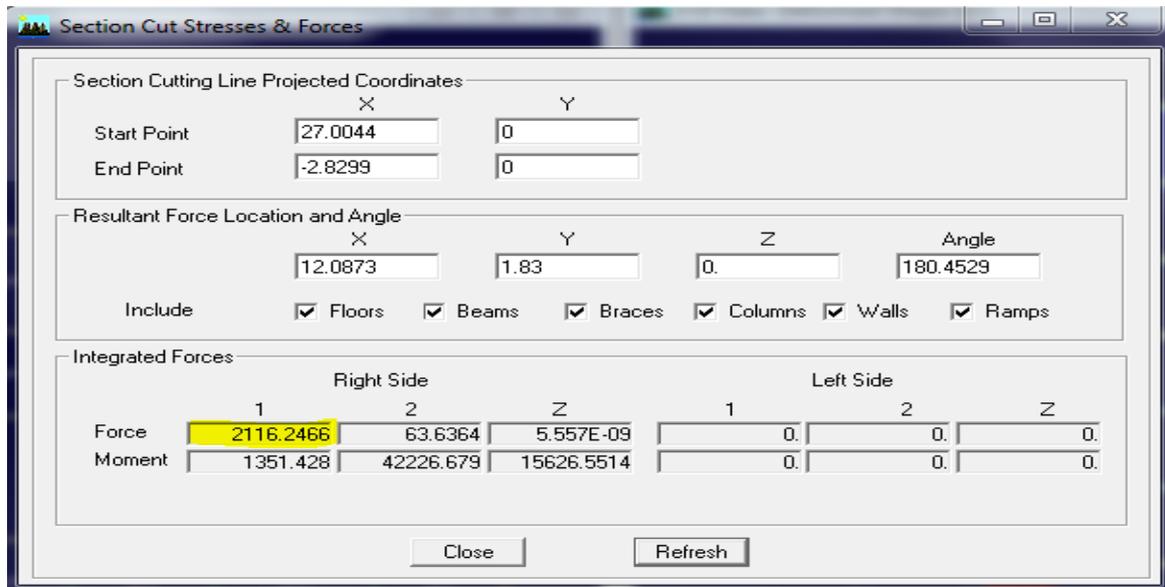


Figure IV-6- Effort repris par les portiques et les voiles

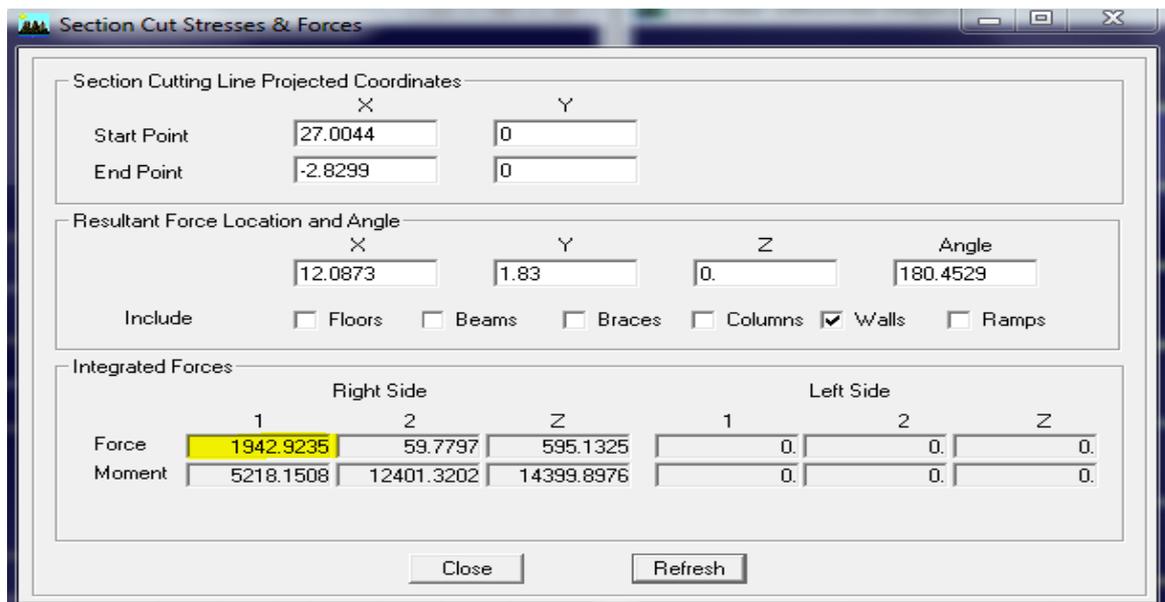


Figure IV-7- Effort repris par les voiles

$$\left. \begin{array}{l} 2116.2466 \Rightarrow 100\% \\ 1942.9235 \Rightarrow X\% \end{array} \right\} X = 1942.9235 * 100\% / 2116.2466 = 91.81\%$$

Effort repris par les voiles = 91.81%

Effort repris par les portiques = 8.19 %

Sens Y – Y :

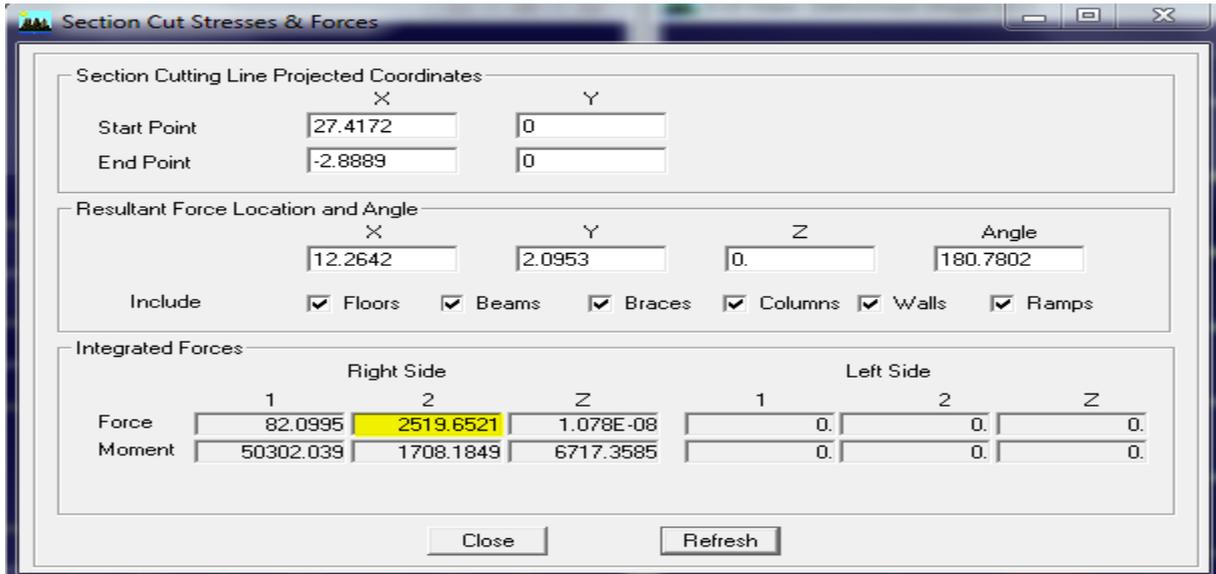


Figure IV-8- Effort repris par les portiques et les voiles

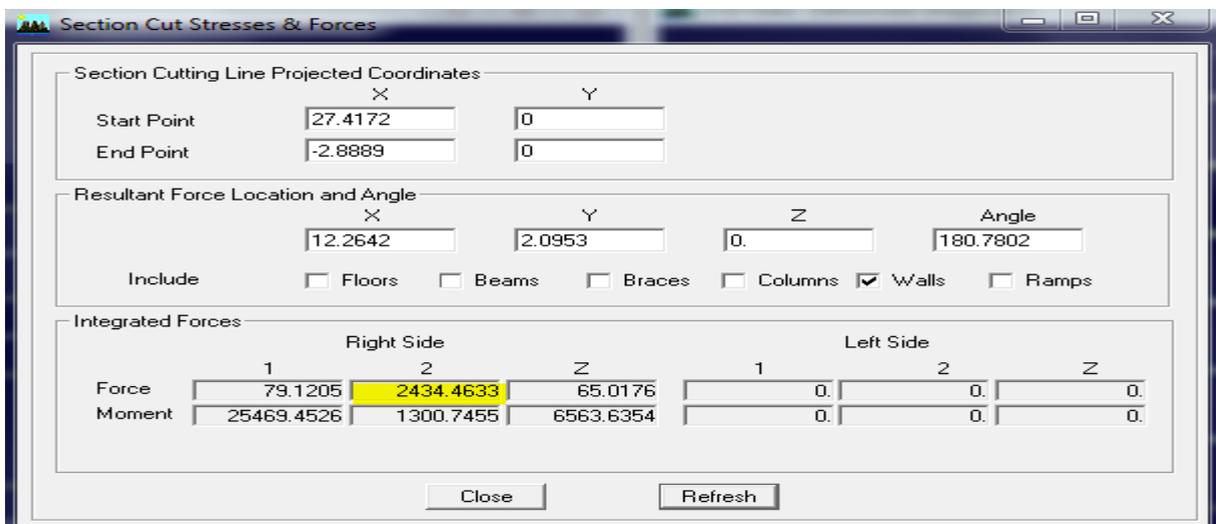


Figure IV-9- Effort repris par les voiles

$$\begin{array}{l}
 2519.6521 \implies 100\% \\
 2434.4633 \implies X\%
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 2519.6521 \\ 2434.4633 \end{array}} \right\} X = 2434.4633 * 100\% / 2519.6521 = 96.62\%$$

Effort repris par les voiles = 96.62%

Effort repris par les portiques = 3.38 %

Conclusion :

On constate que :

L’inertie des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre au moins 90% des sollicitations dues aux charges horizontales et 13,13% des sollicitations dues aux charges verticales).

D’après le RPA, le système de contreventement est du type 4b : Portiques contreventés par des voiles {R= 4 }

IV.6) VERIFICATION DE LA STRUCTURE SELON LES EXIGENCES DU RPA 99:

La réalisation d'une structure pouvant faire face à l'effet du séisme est l'intérêt de cette étude, pour cela, nous disposant d'un règlement parasismique qui permet d'offrir un degré de protection appréciable en vérifiant la stabilité et la résistance de la structure et cela quelle que soit la région où on se trouve.

IV.6.1. La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = CT H_N^{0.75}$ (4-6)

H_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

CT : Coefficient ; fonction du système de contreventement et du type de remplissage

(Tableau 4-6 /RPA99).

Dans le cas des portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie et le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, on peut utiliser aussi la formule suivante: $T = 0.09 H_N / (D)^{0.5}$ (4-7)

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Mode	Period (s)	masse modale suivant UX[%]	masse modale suivant UY[%]	masse modale suivant UZ[%]	masse cumule suivant UX[%]	masse cumule suivant UY[%]	masse cumule suivant UZ[%]
1	0,920418	74,8579	0,0258	0	74,8579	0,0258	0
2	0,677829	0,0325	70,3192	0	74,8904	70,345	0
3	0,5162	0,08	0,3364	0	74,9704	70,6814	0
4	0,261041	14,1715	0,0014	0	89,142	70,6828	0
5	0,146648	0,0018	19,0481	0	89,1438	89,7309	0
6	0,116853	5,4425	0,0012	0	94,5863	89,7322	0
7	0,110469	0,0106	0,0551	0	94,5969	89,7873	0
8	0,066138	2,6199	0,0018	0	97,2168	89,7891	0
9	0,06233	0,0021	5,8767	0	97,2189	95,6657	0
10	0,046559	0,0139	0,0176	0	97,2329	95,6833	0
11	0,042442	1,2515	0,0001	0	98,4844	95,6834	0
12	0,038421	0,0007	2,3883	0	98,4851	98,0717	0

Tableau IV-7- Période et participation massique

- La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS : T Analytique = 0.92 sec
- La première formule empirique donne : T Empirique = $0.05 \times (30.90)^{0.75} = 0.66$ sec

T Analytique \geq T Empirique Donc la période choisie pour le calcul du facteur D est T=1.3 T Empirique

IV.6.2. Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99).

Depuis le tableau (tab IV-7) ; nous pouvons voir que le mode fondamental est une translation suivant X avec une mobilisation de masse de 74.86% une translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 70.32%.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au mode 9, d'où la condition du RPA est vérifiée.

IV.6.3. Vérification de l'effort tranchant à la base :(ART 4.3.6/ RPA) :

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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $VD \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) dans le rapport $0.8V_t / VD$

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente : $V = \frac{D.A.Q}{R} W$ (4.1)

➤ Calcul des coefficients A,D,R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : Tableau 4.1 de RPA99

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique IIa } A = 0,15

D : facteur d'amplification dynamique moyen : formule (4.2) de RPA99

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 S \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} \left[\frac{3,0}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3,0 S \end{cases} \quad (4.2)$$

T : Période fondamentale de la structure. T=0.85 sec

T₂: Période caractéristique, associée à la catégorie du site : tableau 4.7 de RPA99 :

◆ Site ferme S₂ T₂ = 0.4 sec

η : Facteur de correction d'amortissement : formule (4-3) comme suit : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

ξ(%) : est le pourcentage d'amortissement critique : tableau 4.2 de RPA99 :

◆ Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow \xi(\%)=10\%$

D'où $\eta = 0,763 > 0,70 \Rightarrow$ Condition vérifiée
T₂ = 0,40 s < T = 0,85 s ≤ 3 s.

$$D = 2,5\eta \left(\frac{0,4}{0,85} \right)^{2/3} \Rightarrow D = 1,15$$

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement : tab 4.3 RPA 99

◆ Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$

➤ Calcul du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Critères q	Observé/non		Pq	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
1. condition minimales sur les files de contreventement	oui	Non	0.00	0.05
2. redondance en plan	oui	Non	0.00	0.05
3. régularité en élévation	oui	oui	0.00	0.00
4. régularité en plan	Non	Non	0.05	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	oui	0.00	0.00
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	oui	0.00	0.00
		SOMME	1.05	1.15

Tableau IV-8- Valeurs de pénalités Pq

D'où : $Q_y = 1.15$

$Q_x = 1.05$

➤ poids total de la structure : Tirés du logiciel ETABS

$$P = 19742,556 \text{ KN}$$

❖ Application numérique:

$$V_{sx} = \frac{0,15 \times 1,05 \times 1,15}{4} \times 19742,556 = 893,97 \text{ KN}$$

$$V_{sy} = \frac{0,15 \times 1,15 \times 1,15}{4} \times 19742,556 = 979,11 \text{ KN}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_D 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_s pour une valeur de la période donnée par la formule empirique suivante :

$$V_D = 0,8 V_s$$

$$\frac{V_{DX}}{V_{SX}} = \frac{2116,2466}{893,97} = 2,367 \gg 0,8 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{V_{DY}}{V_{SY}} = \frac{2519,6521}{979,11} = 2,573 \gg 0,8 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV. 6.4. Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement (**R = 4**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

❖ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

Etages	δ_{ek} (m)	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	He (m)	1%He(m)	condition
ETAGE9	0.0217	0.0868	0.0052	2	0.02	vérifiée
ETAGE8	0.0204	0.0816	0.0084	3.06	0.0306	vérifiée
ETAGE7	0.0183	0.0732	0.0092	3.06	0.0306	vérifiée
ETAGE6	0.016	0.064	0.0096	3.06	0.0306	vérifiée
ETAGE5	0.0136	0.0544	0.0108	3.06	0.0306	vérifiée
ETAGE4	0.0109	0.0436	0.0108	3.06	0.0306	vérifiée
ETAGE3	0.0082	0.0328	0.0108	3.06	0.0306	vérifiée
ETAGE2	0.0055	0.022	0.0092	3.06	0.0306	vérifiée
ETAGE1	0.0032	0.0128	0.0076	3.06	0.0306	vérifiée
RDC	0.0013	0.0052	0.0052	4.42	0.0442	vérifiée

Tableau IV-9- : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

➤ Sens transversal :

Etages	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k = R. \delta_{ek}(m)$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}(m)$	He (m)	1%He(m)	condition
ETAGE9	0.0156	0.0624	0.0056	2	0.02	vérifiée
ETAGE8	0.0142	0.0568	0.008	3.06	0.0306	vérifiée
ETAGE7	0.0122	0.0488	0.008	3.06	0.0306	vérifiée
ETAGE6	0.0102	0.0408	0.0076	3.06	0.0306	vérifiée
ETAGE5	0.0083	0.0332	0.0076	3.06	0.0306	vérifiée
ETAGE4	0.0064	0.0256	0.0072	3.06	0.0306	vérifiée
ETAGE3	0.0046	0.0184	0.0064	3.06	0.0306	vérifiée
ETAGE2	0.003	0.012	0.0056	3.06	0.0306	vérifiée
ETAGE1	0.0016	0.0064	0.0036	3.06	0.0306	vérifiée
RDC	0.0007	0.0028	0.0028	4.42	0.0442	vérifiée

Tableau IV-10- Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

IV.6.5. Déplacement maximal de la structure :

On doit vérifier que le déplacement maximal qui subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f \text{ avec } f = \frac{Ht}{500}$$

f: La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale de bâtiment.

Suivant Ex

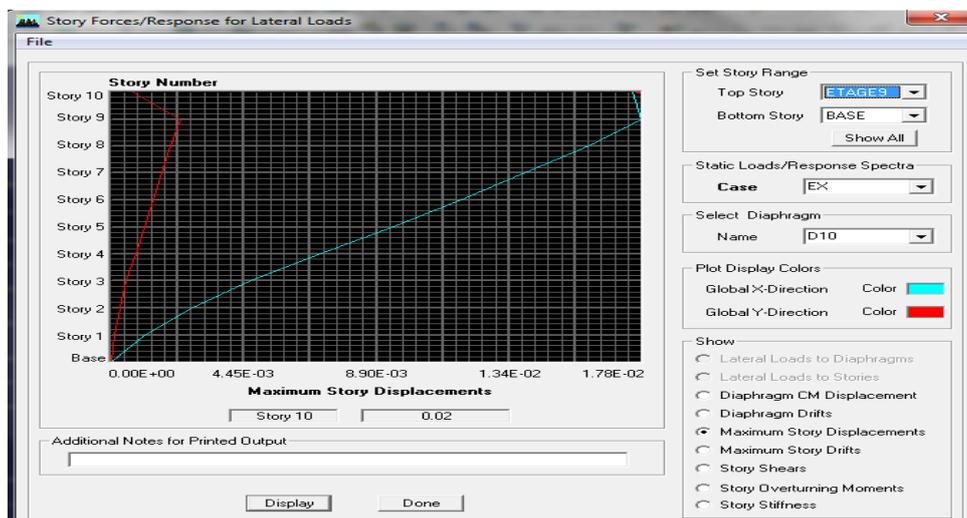


Figure IV-10- déplacement maximale dans le sens x-x

$$\left. \begin{aligned} \delta_{\max} &= 0.02 \text{ m} \\ f &= \frac{30.9}{500} = 0.0618 \text{ m} \end{aligned} \right\} \delta_{\max} < f \quad \text{Condition vérifiée}$$

Suivant Ey

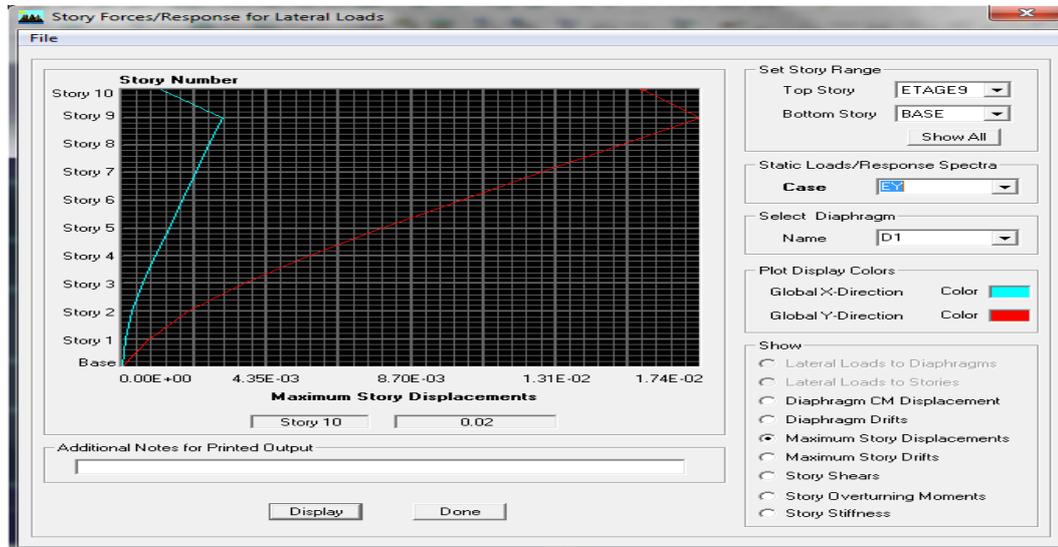


Figure IV-11- Déplacement maximale dans le sens y-y

$$\left. \begin{aligned} \delta_{\max} &= 0.02 \text{ m} \\ f &= \frac{30.9}{500} = 0.0618 \text{ m} \end{aligned} \right\} \delta_{\max} < f \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.6.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_K \Delta_K / V_K h_K$$

$\theta \leq 0.1 \Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé

$0.1 < \theta \leq 0.2 \Rightarrow$ amplifiant les effets de $1 / (1 - \theta)$

$\theta > 0.2 \Rightarrow$ structure instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau K.

h_K : la hauteur de l'étage K.

Δ_K : déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

SENS X-X						
ETAGE	P (KN)	Δk (m)	H_k (m)	V_x (KN)	$H_k * V_x$ (KNm)	θ
ETAGE9	79.38	0.0052	2	8.31	16.62	0.0248361
ETAGE8	4691.45	0.0084	3.06	550.74	1685.2644	0.02338397
ETAGE7	8992.81	0.0092	3.06	911.25	2788.425	0.02967046
ETAGE6	13294.17	0.0096	3.06	1190.66	3643.4196	0.03502864
ETAGE5	17795.1	0.0108	3.06	1428.3	4370.598	0.04397272
ETAGE4	22296.03	0.0108	3.06	1635.27	5003.9262	0.04812164
ETAGE3	26796.97	0.0108	3.06	1816.9	5559.714	0.05205435
ETAGE2	30715.53	0.0092	3.06	1946.26	5955.5556	0.04744862
ETAGE1	34829.08	0.0076	3.06	2052.85	6281.721	0.04213829
RDC	39012.43	0.0052	4.42	2116.51	9354.9742	0.02168522

Tableau IV-11-: justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant le sens x-x

SENS Y-Y						
ETAGE	P (KN)	Δ_k (m)	H_k (m)	V_y (KN)	$H_k * V_y$ (KNm)	θ
ETAGE9	79.38	0.0056	2	10.25	20.5	0.02168429
ETAGE8	4691.45	0.008	3.06	674.51	2064.0006	0.01818391
ETAGE7	8992.81	0.008	3.06	1119.16	3424.6296	0.02100738
ETAGE6	13294.17	0.0076	3.06	1442.04	4412.6424	0.02289687
ETAGE5	17795.1	0.0076	3.06	1712.11	5239.0566	0.02581433
ETAGE4	22296.03	0.0072	3.06	1947.61	5959.6866	0.02693622
ETAGE3	26796.97	0.0064	3.06	2156.52	6598.9512	0.02598907
ETAGE2	30715.53	0.0056	3.06	2308.98	7065.4788	0.0243447
ETAGE1	34829.08	0.0036	3.06	2438.56	7461.9936	0.01680311
RDC	39012.43	0.0028	4.42	2520.41	11140.2122	0.00980545

Tableau IV-12-: justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant le sens y-y

◆ $\theta \leq 0.1 \Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé

IV.6.7. Vérification de l'excentricité: il faut que :

$$\begin{cases} e_x \leq 5 \% L_x \\ e_y \leq 5 \% L_y \end{cases}$$

SENS XX

Etage	Diaphragme	XCM(m)	XCR(m)	$e_x= XCM-XCR _{(m)}$	5%LY(m)	Condition
RDC	D1	12,68	13,097	0,417	0,8775	vérifiée
ETAGE1	D2	12,63	12,933	0,303	0,8775	vérifiée
ETAGE2	D3	12,62	12,945	0,325	0,8775	vérifiée
ETAGE3	D4	12,589	12,978	0,389	0,8775	vérifiée
ETAGE4	D5	12,589	13,007	0,418	0,8775	vérifiée
ETAGE5	D6	12,589	13,032	0,443	0,8775	vérifiée
ETAGE6	D7	12,598	13,053	0,455	0,8775	vérifiée
ETAGE7	D8	12,598	13,069	0,471	0,8775	vérifiée
ETAGE8	D9	12,574	13,081	0,507	0,8775	vérifiée
ETAGE9	D10	16,871	17,477	0,606	0,8775	vérifiée

Tableau IV-13- Vérification de l'excentricité suivant le sens x-x

SENS YY

Etage	Diaphragme	YCM(m)	YCR(m)	$e_y= YCM-YCR _{(m)}$	5%Lx(m)	condition
RDC	D1	8,789	8,511	0,278	1,25	vérifiée
ETAGE1	D2	7,957	8,528	0,571	1,25	vérifiée
ETAGE2	D3	8,096	8,508	0,412	1,25	vérifiée
ETAGE3	D4	7,767	8,489	0,722	1,25	vérifiée
ETAGE4	D5	7,767	8,472	0,705	1,25	vérifiée
ETAGE5	D6	7,761	8,461	0,7	1,25	vérifiée
ETAGE6	D7	7,936	8,456	0,52	1,25	vérifiée
ETAGE7	D8	7,936	8,453	0,517	1,25	vérifiée
ETAGE8	D9	7,781	8,454	0,673	1,25	vérifiée
ETAGE9	D10	10	9,838	0,162	1,25	vérifiée

Tableau IV-14- Vérification de l'excentricité suivant le sens y-y

IV.6.8. Effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003) :

On entend par effort normal réduit le rapport :

$$\gamma = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}$$

$$\gamma = \frac{977,35}{(0,40 \times 0,40) \times 25000} = 0.244 \leq 0.3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Section brute du béton égale a $40 \times 40 \text{ cm}^2$

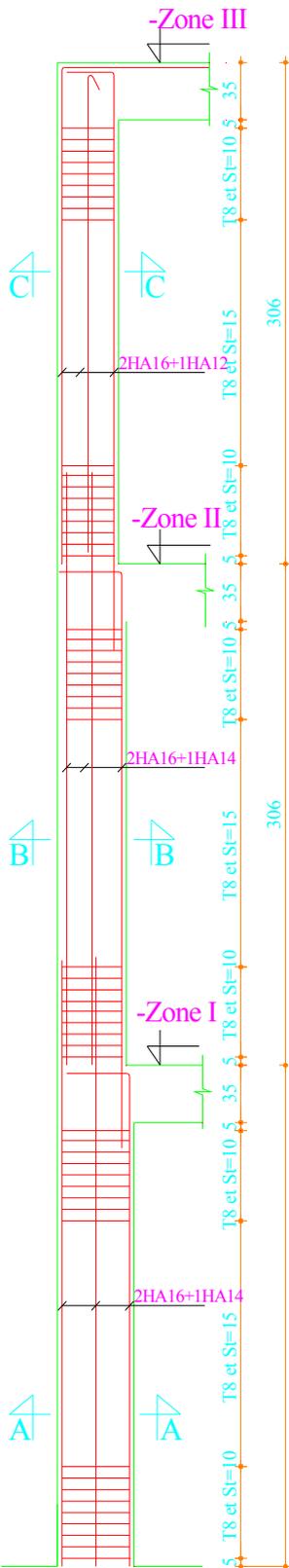
F_{c28} : La résistance caractéristique de béton.

Conclusion :

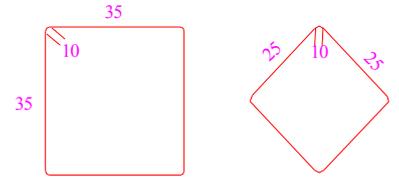
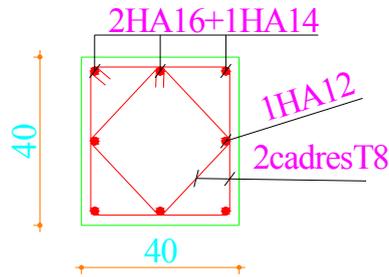
D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- ✓ La période est vérifiée ;
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié ;
- ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés ;
- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié ;
- ✓ l'effet du 2° ordre est vérifié ;
- ✓ L'excentricité est vérifiée.
- ✓ les efforts normaux dans les poteaux sont vérifiés ;

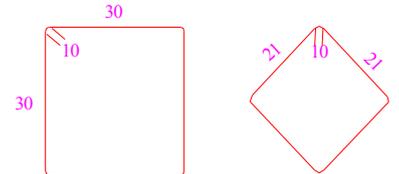
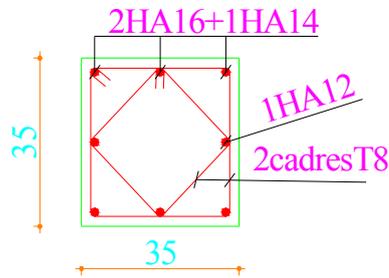
Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.



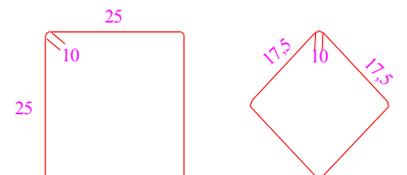
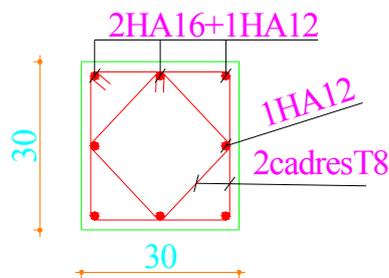
Coupe A-A (zoneI)



Coupe B-B (zoneII)



Coupe C-C (zoneIII)



Nota:

- Zone I : RDC ,1er et 2ème étage
- Zone II : 3ème , 4ème et 5ème étage
- Zone III: 6ème ,7ème et 8ème étage

Ferraillage des poteaux

V.1) FERRAILAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

ELU.....	1,35 G + 1,5 Q
ELS.....	G + Q
RPA2003.....	G + Q ± E
.....	0,8 G ± E

Et en procédant à des vérifications à l'ELS.

VIII.1.1) Recommandations du RPA2003 :

Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal sera de 0,8% de la section du poteau (Zone IIa).

Poteau (40×40)..... $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$

Poteau (35×35)..... $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$

Poteau (30×30)..... $A_{min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4%.

Poteau (40×40)..... $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteau (35×35)..... $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteau (30×30)..... $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%.

Poteau (40×40)..... $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteau (35×35)..... $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

Poteau (30×30)..... $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

Le diamètre minimal est de 12 mm.

La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ (Zone IIa).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (Zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

Les armatures transversales :

les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{h} \quad \text{où} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

l_f : la longueur du flambement du poteau.

a, b : dimensions de section droite du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

❖ Pour la zone IIa l'espacement maximal est fixé comme suit

$St \leq \min(10\varnothing l, 15\text{cm})$ en zone nodale.

$St \leq 15\varnothing l$ en zone courante.

$\varnothing l$: est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ La quantité minimale des armatures transversales $A_t/b.St$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \lambda g \geq 5 \rightarrow A_{min} = 0,3\% \\ \lambda g \leq 3 \rightarrow A_{min} = 0,8\% \\ 3 < \lambda g < 5 \rightarrow \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.} \end{cases}$$

❖ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10x \varnothing_{min}$.

V.1.1) Calcul du ferrailage :

a) Armatures longitudinales

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \implies$ Alors la section est partiellement comprimée.

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \implies$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) bh^2 f_{bc} \quad \rightarrow \quad (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$ avec : M_f : Moment fictif.

Si l'inégalité (A), est vérifiée alors la section est partiellement comprimée le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

-Si : $\mu \leq \mu_1$ la section est simplement armée.

On détermine β du tableau

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}, \text{ la section réelle d'armature est : } A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

-Si : $\mu \geq \mu_1$ la section est doublement armée, il faut calculer A_1 et A'_1

Avec : $\mu_1 = 0,392$.

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A'_1 = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

et $c = c' = 2 \text{ cm}$.

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

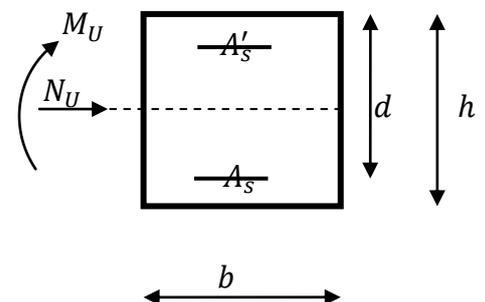


Figure VI-1-1 Coupe d'un poteau

La section réelle d'armature est : $A's = A'1$; $A_s = A1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c) b.h. f_{bc} \rightarrow (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section à besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h)bhf_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \psi.b.h.f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \psi.b.h.f_{bc}}{\sigma_s}$$

Et $A_s = 0$

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{Nu(d - c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

Calcul des armatures longitudinal et transversal dans les poteaux.

Tableaux récapitulatifs de ferrailage des poteaux par niveaux :

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Obs	As' (cm ²)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix de A
RDC	N _{max} = 1573,13	M _{cor} = 0,706	SEC	-8,82	0	12,8	13,38	4HA16+2HA14+2HA12
	N _{min} = 997,35	M _{cor} = 3,585	SPC	0	-10,1			
	N _{cor} = 584,54	M _{max} = 24,476	SPC	0	-4,49			
1et2	N _{max} = 1383,3	M _{cor} = 3,943	SPC	0	-	9,8	12,41	
	N _{min} = 827,27	M _{cor} = 7,07	SPC	0	-8,35			
	N _{cor} = 52,24	M _{max} = 76,129	SPC	0	5,49			
3et4,5	N _{max} = 1129,17	M _{cor} = 3,254	SPC	0	-9,8	7,2	12,57	
	N _{min} = 400,39	M _{cor} = 10,3	SPC	0	-3,64			
	N _{cor} = 114,86	M _{max} = 70,792	SPC	0	5,35			
6et7,8	N _{max} = 552,93	M _{cor} = 3,512	SPC	0	-5,5	7,2	12,57	4HA16+4HA12
	N _{min} = 78,66	M _{cor} = 10,615	SPC	0	0,16			
	N _{cor} = 43,26	M _{max} = 47,975	SPC	0	4,78			

Tableau V-1-1 : Ferrailage des poteaux suivant le sens transversal

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	Obc	As ⁺ (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix de A
RDC	Nmax=	Mcor=	0,003	SEC	-8,4		12,8	13,38	4HA16+2HA14+2HA12
	1573,13	5,425							
	Nmin=	Mcor=	0,002	SPC	0	-10,3			
	997,35	1,593							
Ncor=	Mmax=	0,012	SPC	0	-9,67				
1079,85	13,434								
1et2	Nmax=	Mcor=	0,012	SPC	0	-10,80			
	1383,3	16,907							
	Nmin=	Mcor=	0,002	SPC	0	-8,91			
	827,27	1,289							
Ncor=	Mmax=	0,121	SPC	0	-0,54				
356	43,213								
3et4,5	Nmax=	Mcor=	0,015	SPC	0	-7,63	9,8		
	1129,17	17,284							
	Nmin=	Mcor=	0,002	SPC	0	-4,58			
	400,39	0,901							
Ncor=	Mmax=	0,257	SPC	0	2,33				
192,55	49,434								
6et7,8	Nmax=	Mcor=	0,004	SPC	0	-5,67	7,2	12,57	4HA16+4HA12
	552,93	2,339							
	Nmin=	Mcor=	0,006	SPC	0	-0,93			
	78,66	0,449							
Ncor=	Mmax=	0,823	SPC	0	3,86				
49,3	40,567								

Tableau V-1-2 : Ferrailage des poteaux suivant le sens longitudinal

FINALEMENT : Le ferrailage adopté pour les poteaux est le suivant :

Pour les Etages : 6et7,8 : 4HA16+4HA12 = 12,57 (cm²)

Pour le reste : 4HA16+2HA14+2HA12 = 13,38 (cm²)

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a l'état limite de stabilité de

forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec B : Aire de la section du béton seul

σ_s : Contrainte de l'acier

b) Vérifications à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :(Art 7.4.3.2 RPA99/version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28} \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_d = 0,04 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ avec: } l_f = 0,7h \text{ et } h: \text{ la hauteur libre du poteau}$$

$$h = 4,42 - 0,35 = 4,07 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times 4,07 = 2,85 \text{ m}$$

$$\text{On a } \lambda_g = \frac{2,85}{0,4} = 7,12 > 5 \rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux 40x40 :**

T2 = 51,36 kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges sismiques GQE)

$$\tau_u = \frac{T_s^{\max}}{b \cdot d} = \frac{51,36 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,338 < 1,875 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poteau 35x35 :**

T2 = 48,99 kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 35x35 sous charges sismiques GQE)

$$\tau_u = \frac{48,99 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,424 < 1,875 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poteau 30x30 :**

T2 = 32,65 kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x30 sous charges sismiques GQE)

$$\tau_u = \frac{32,65 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,388 < 1,875 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Longueur d'ancrage : BAEL91 modifiées 99 Art A.6.1, 23

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les T16 : $l_s = 56,44 \text{ cm}$.

Pour les T14 : $l_s = 49,40 \text{ cm}$.

Pour les T12 : $l_s = 42,33 \text{ cm}$.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empocher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

-Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.

-Empêcher le déplacement transversal du béton.

❖ Le diamètre doit être tel que :

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_1}{3} \rightarrow \varnothing_t \geq \frac{20}{3} = 6,66\text{mm, soit } \varnothing_t = 8\text{mm}$$

Avec :

\varnothing_1 : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

On adopte deux cadre : 4 HA8 =2,01cm²

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10 \varnothing_t =8cm

❖ Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA l'article 7.4.2, 2 la valeur maximale de l'espacement «St» des armatures transversales est fixée comme suite :

- En zone nodale : $S_t \leq \min (10\varnothing_1^{\min}, 15\text{cm}) = (10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) = 12\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}.$
- En zone courante : $S_t \leq \min 15\varnothing_1^{\min} = 18\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}.$

Avec \varnothing_1^{\min} : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ Les recommandations du RPA 99 (Art .7.4.2, 2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \dots\dots\dots(1)$$

Avec : Tu : Effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Il est pris égal :

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{Si l'élançement géométrique dans la direction considérée } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{dans le cas contraire.}$$

- Poteaux 40x40 :

T₂ =51,36 kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges sismiques GQE)

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 51,36 \times 10 \times 0,15}{0,40 \times 400} = 1,2\text{cm}^2$$

- Poteau 35x35 :

T₂ =48,99 kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 35x35 sous charges sismiques GQE)

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 48,99 \times 10 \times 0,15}{0,35 \times 400} = 1,31\text{cm}^2$$

- Poteau 30x30 :

T₂ =32,65 kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x30 sous charges sismiques GQE)

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 32,65 \times 10 \times 0,15}{0,30 \times 400} = 1,02\text{cm}^2$$

On adopte deux cadre : 4 HA8 =2,01cm²

- ❖ Longueurs de recouvrement : $L_r = 40 \times \varnothing_1^{\max} = 40 \times 1,2 = 48 \text{cm.}$
- $L_r = 40 \times \varnothing_1^{\max} = 40 \times 1,4 = 56 \text{cm.}$
- $L_r = 40 \times \varnothing_1^{\max} = 40 \times 1,6 = 64 \text{cm.}$

- ❖ Vérification de la quantité d'armatures :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

- Si: $\lambda_g \geq 5$ $A_{t_{\min}} = 0,3\% St \times b1$
- Si: $\lambda_g \geq 3$ $A_{t_{\min}} = 0,8\% St \times b1$
- Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}, \quad I_f = 0,7h.$$

Avec :

λ_g : L'élanement géométrique du poteau
 I_f : la longueur du flambement du poteau.
 a, b : dimensions de section droite du poteau.
 h : la hauteur libre du poteau

- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$: $\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,7 \times 4,07}{0,4} = 7,12$
- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$: $\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,7 \times 2,71}{0,35} = 5,42$
- Poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$: $\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,7 \times 2,71}{0,3} = 6,32$

Puisque :

$$\lambda_g \geq 5 \text{ donc } A_{t_{\min}} = 0,3\% St \times b1$$

- En zone nodale ($St = 10 \text{cm}$) :

$$A_t = 0,3 \% \times St \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3 \% \times St \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3 \% \times St \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

- En zone courante ($St = 15 \text{cm}$) :

$$A_t = 0,3 \% \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3 \% \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3 \% \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

V.1.2) Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y'a lieu de vérifier :

1) Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2) Contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/ BAEL 91 modifié 2003)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

3) Contraintes dans l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

-1) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ tq $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

-2) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s (0.5h - d') - A_s (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5h + X_G)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

En fin ; on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Remarque : Les calculs sont fait automatiquement à l'aide du logiciel « *SOCOTEC* ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	N (Kn)	M (kn.m)	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	Obs	$\sigma_{b_{sup}}$ (Mpa)	$\sigma_{b_{inf}}$ (Mpa)	σ_b (Mpa)	Obs	$\sigma_{S_{sup}}$ (Mpa)	$\sigma_{S_{inf}}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_S}$ (Mpa)	Obs
RDC	Nmax= 1145,78	Mcor= 3,919	0,003	0,066		6,8	6,2			101,2	93,3		
	Nmin= 125,42	Mcor= 1,308	0,010	0,066		0,8	0,6			12	9,3		
	Ncor= 788,07	Mmax= 9,694	0,012	0,066		3,43	3,4			51,4	50,7		
1et2	Nmax= 1009,42	Mcor= 12,175	0,012	0,066	SEC	6,6	4,8	15	vérifiée	98	73,4	400	vérifiée
	Nmin= 118,01	Mcor= 2,535	0,021	0,066		0,9	0,5			12,6	7,5		
	Ncor= 912,18	Mmax= 30,467	0,033	0,066		7,4	2,9			108,2	46,7		
3et4,5	Nmax= 824,59	Mcor= 12,577	0,015	0,058	SPC	7,5	4,7			110,4	72,7		
	Nmin= 55,67	Mcor= 4,315	0,078	0,058		0,9	0			12,7	-0,4		
	Ncor= 229,7	Mmax= 24,2	0,105	0,058		4,7	0			64,5	-19,4		
6et7,8	Nmax= 404,12	Mcor= 2,584	0,006	0,050	SEC	4,5	3,6			66,5	54,6		
	Nmin= 6,96	Mcor= 5,374	0,772	0,050	SPC	1,5	0			17,2	-52,4		
	Ncor= 59,3	Mmax= 26,693	0,450	0,050		7,6	0			89,7	-228,8		

Tableau V-1-3 : Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS

-3) Vérification la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot e_s - 0,455 \cdot d}{f_e \cdot e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

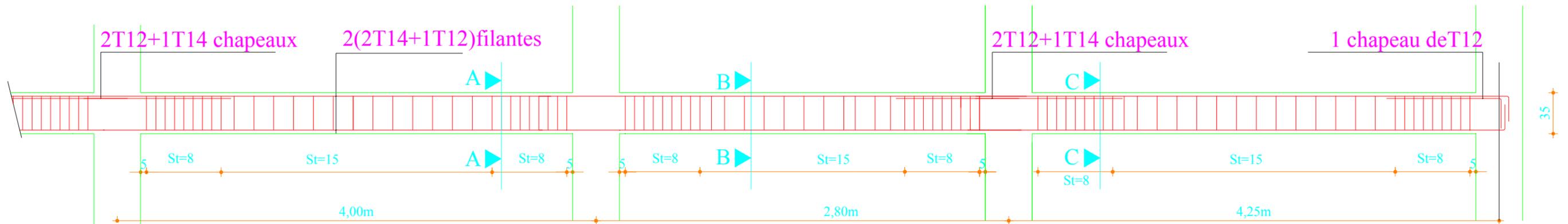
Niveau	N (Kn)	M (kn.m)	e (m)	b (m)	d (m)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Obs
RDC	Nmax= 1145,78	Mcor= 3,919	0,003	0,40	0,38	4,651	13,38	vérifiée
	Nmin= 125,42	Mcor= 1,308	0,010	0,40	0,38	4,981		
	Ncor= 788,07	Mmax= 9,694	0,012	0,40	0,38	5,082		
1et2	Nmax= 1009,42	Mcor= 12,175	0,012	0,40	0,38	5,069		
	Nmin= 118,01	Mcor= 2,535	0,021	0,40	0,38	5,693		
	Ncor= 912,18	Mmax= 30,467	0,033	0,40	0,38	6,939		
3et4,5	Nmax= 824,59	Mcor= 12,577	0,015	0,35	0,33	4,108		
	Nmin= 55,67	Mcor= 4,315	0,078	0,35	0,33	-6,155		
	Ncor= 229,7	Mmax= 24,2	0,105	0,35	0,33	-1,410		
6et7,8	Nmax= 404,12	Mcor= 2,584	0,006	0,30	0,28	2,703	12,57	
	Nmin= 6,96	Mcor= 5,374	0,772	0,30	0,28	0,908		
	Ncor= 59,3	Mmax= 26,693	0,450	0,30	0,28	0,822		

Tableau V-1-4 : Vérification de la condition de non fragilité.

Ferrailage des poutres principale

Etage 8

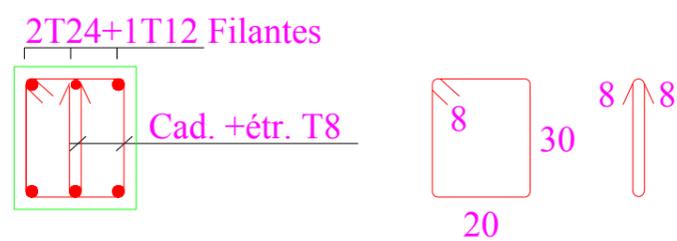
Portique C



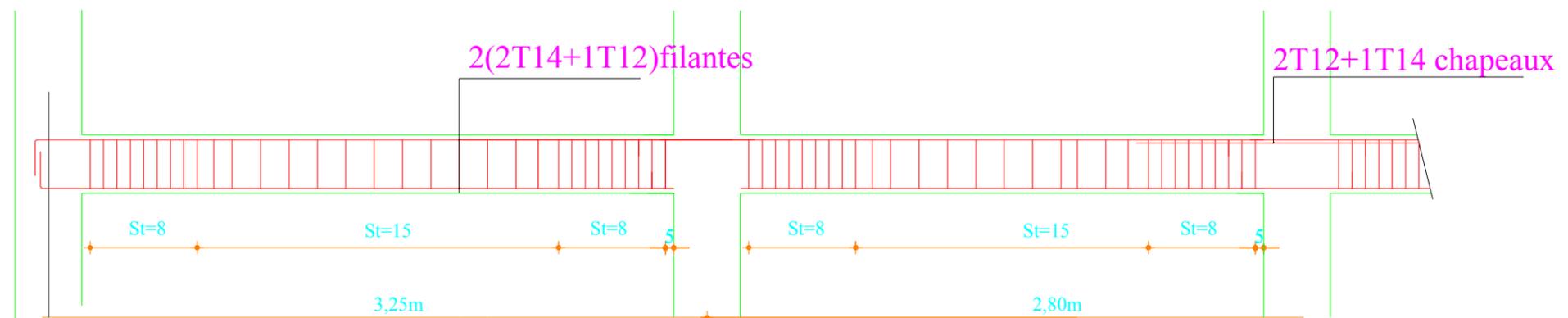
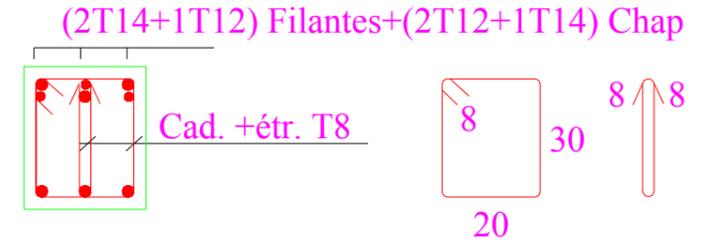
— COUPE A-A —



— COUPE B-B —



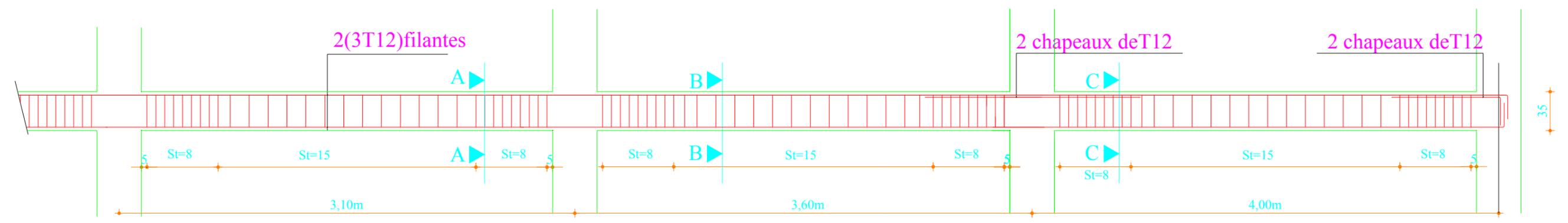
— COUPE C-C —



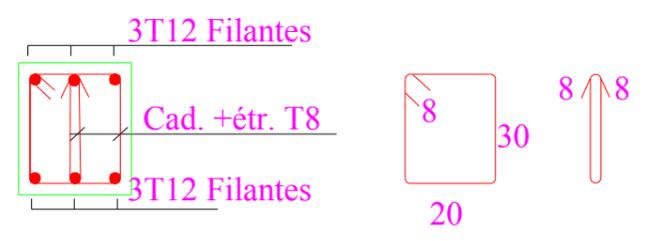
Ferrailage des poutres secondaires

Etage 3

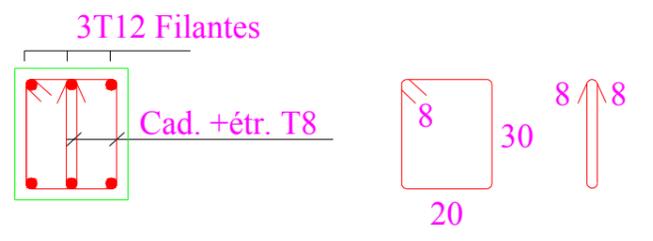
Portique N5



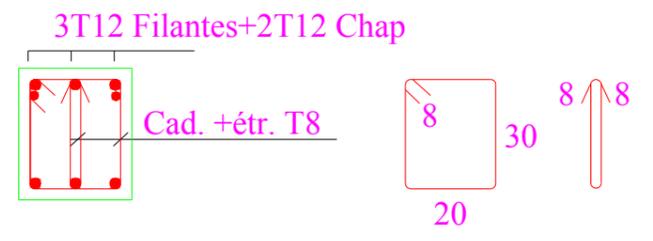
— COUPE A-A —



— COUPE B-B —



— COUPE C-C —



V.2) FERRAILAGE DES POUTRES :**V.2.1) RECOMMANDATIONS DU RPA :****a) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section,
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement,
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **IIa**,
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

	POURCENTAGE MAXIMUM		POURCENTAGE MINIMUM
	zone courante	zone de recouvrement	
Poutres principales (25X35) cm ²	35	52.5	4.375
Poutres secondaires (25X35) cm ²	35	52.5	4.375

Tableau V-2-1 : Pourcentage des armatures longitudinales

b) Armatures transversales :

- La quantité minimale d'armatures transversales est de: $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de : $S_t \max = \min (h/4, 12\Phi_t)$ en zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires.
- $S_t \leq h/2$ en zone de recouvrement.

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

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

V-2-2) FERRAILAGE DES POUTRES :

Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{MPa} \quad \text{et} \quad \gamma_b = 1.5$$

Si $\mu \leq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par

la formule : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit :

Calcul de M_ℓ ; $M_\ell = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_\ell$

Avec M_u : moment sollicitant.

M_ℓ : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_\ell}{\beta_\ell d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ (en traction)}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ (en compression) et } \sigma_{st} = f_e/\gamma_s$$

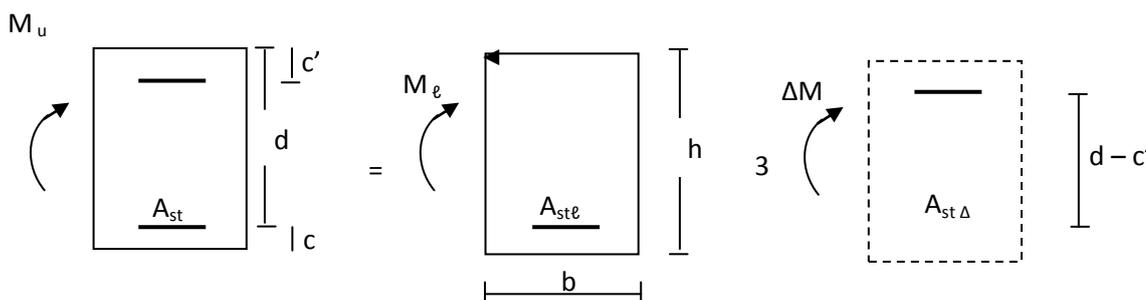


Fig. V-2-1 : schéma de calcul en flexion simple

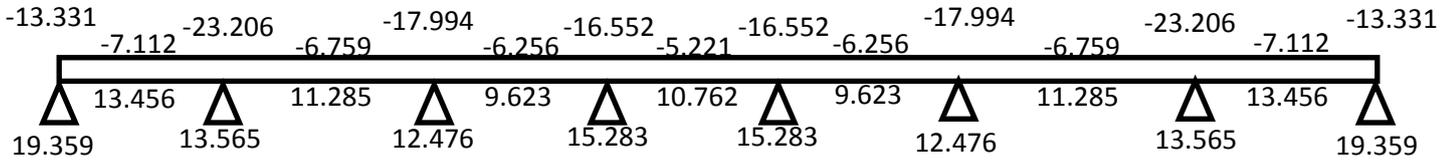
V.2.3) Détermination des moments fléchissant :

♦ Poutres secondaires :

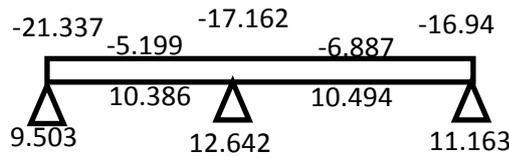
Les moments sur appuis (appuis supérieures et inférieures) et en travée (fibres supérieures et inférieures).

RDC :

1^{er} cas



2^{eme} cas



3^{eme} cas

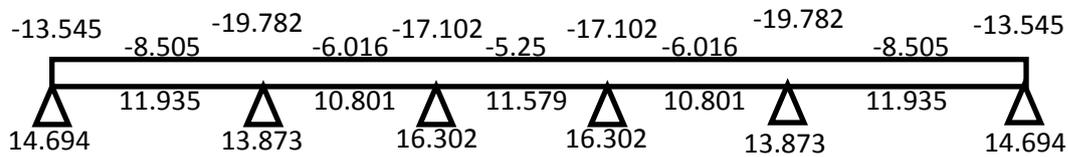
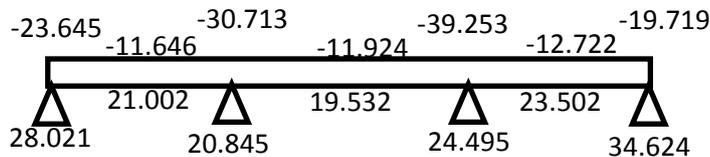


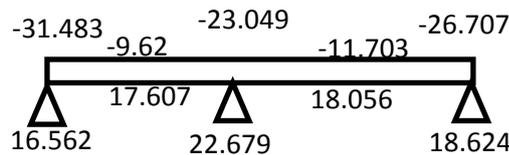
Figure V-2-2 Diagramme des moments fléchissant KNm

2^{eme} Etage :

1^{er} cas



2^{eme} cas



3^{eme} cas

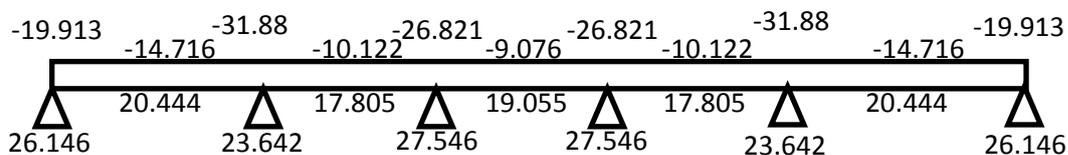
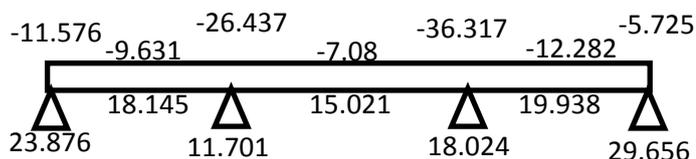


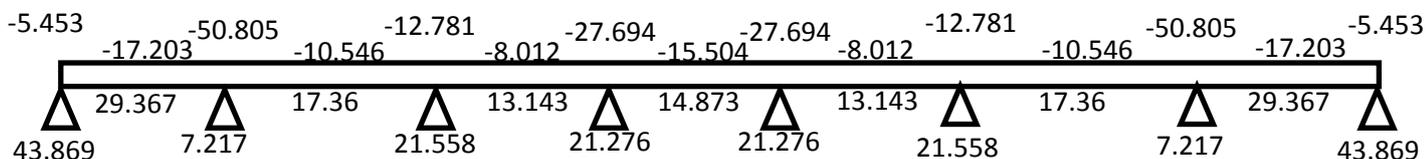
Figure V-2-3. Diagramme des moments fléchissant KNm

7^{eme} Etage :

1^{er} cas



2^{eme} cas



3^{eme} cas

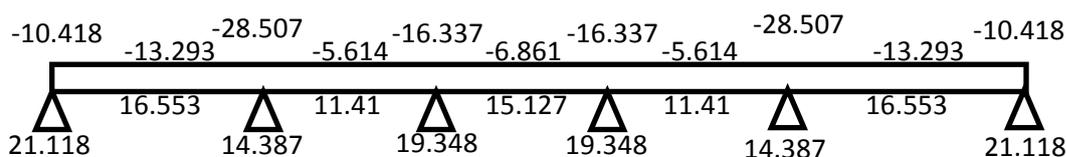
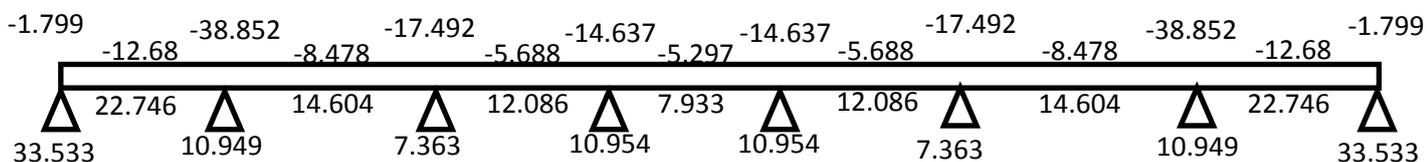


Figure V-2-4 diagramme des moments fléchissant KNm

8^{eme} Etage :

1^{er} cas



2^{eme} cas

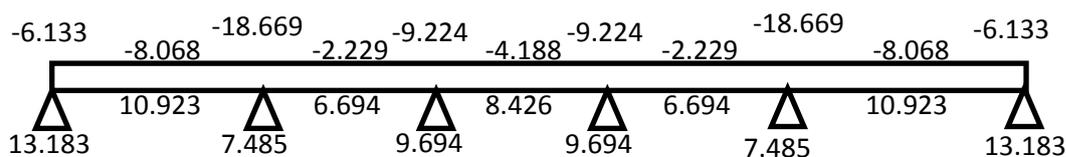


Figure V-2-5 diagrammes des moments fléchissant sur appuis et en travée KNm

V.2.4) Ferrailage des poutres secondaires :

➤ en travée
RDC

travée(m)		Mu(KNm)	b (mm)	d ² (mm ²)	f _{bu} (N/mm ²)	$\mu = Mu/bd^2f_{bu}$	Obs	β	Ast=Mu/ $\beta d \sigma_{st}$ (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté(cm ²)
3.2	Sup	7.112	250	108900	14.2	0.018396513	SSA	0.991	0.624920699	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	13.456	250	108900	14.2	0.034806451	SSA	0.983	1.191980846		3HA12=3.39	
4	Sup	8.505	250	108900	14.2	0.021999767	SSA	0.989	0.748832772	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	11.935	250	108900	14.2	0.030872101	SSA	0.985	1.055098508		3HA12=3.39	
3.6	Sup	6.256	250	108900	14.2	0.01618231	SSA	0.992	0.549151133	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	10.801	250	108900	14.2	0.027938799	SSA	0.986	0.953880273		3HA12=3.39	
3.1	Sup	5.25	250	108900	14.2	0.013580103	SSA	0.993	0.460380448	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	11.579	250	108900	14.2	0.029951241	SSA	0.985	1.023626781		3HA12=3.39	

1^{er} ET 2^{eme} ETAGE

travée(m)		Mu(KNm)	b (mm)	d ² (mm ²)	f _{bu} (N/mm ²)	$\mu = Mu/bd^2f_{bu}$	Obs	β	Ast=Mu/ $\beta d \sigma_{st}$ (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté (cm ²)
3.2	Sup	14.716	250	108900	14.2	0.038065676	SSA	0.981	1.306253863	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	23.502	250	108900	14.2	0.060792302	SSA	0.969	2.111970565		3HA12=3.39	
4	Sup	11.924	250	108900	14.2	0.030843648	SSA	0.985	1.054126067	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	20.444	250	108900	14.2	0.052882215	SSA	0.973	1.829615573		3HA12=3.39	
3.6	Sup	11.646	250	108900	14.2	0.030124549	SSA	0.985	1.029549831	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	21.002	250	108900	14.2	0.054325586	SSA	0.972	1.881486928		3HA12=3.39	
3.1	Sup	9.076	250	108900	14.2	0.023476765	SSA	0.988	0.799915954	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	19.055	250	108900	14.2	0.049289308	SSA	0.974	1.703557561		3HA12=3.39	

3^{eme} jusqu'aux 7^{eme} ETAGE

travée(m)	Mu(KNm)	B (mm)	d ² (mm ²)	fbu (N/mm ²)	$\mu=Mu/bd^2fbu$	Obs	β	Ast=Mu/ $\beta d \sigma_{st}$ (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté(cm ²)	
3.2	Sup	17.203	250	108900	14.2	0.044498765	SSA	0.978	1.531694492	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	29.367	250	108900	14.2	0.075963217	SSA	0.96	2.663760449		3HA12=3.39	
4	Sup	13.293	250	108900	14.2	0.034384821	SSA	0.983	1.17754172	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	17.36	250	108900	14.2	0.044904875	SSA	0.978	1.545673219		3HA12=3.39	
3.6	Sup	9.631	250	108900	14.2	0.024912376	SSA	0.988	0.848831044	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	18.145	250	108900	14.2	0.046935423	SSA	0.976	1.61887744		3HA12=3.39	
3.1	Sup	15.504	250	108900	14.2	0.040103985	SSA	0.98	1.377604333	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	15.127	250	108900	14.2	0.039128804	SSA	0.98	1.344106085		3HA12=3.39	

8^{eme} ETAGE

travée(m)	Mu(KNm)	b (mm)	d ² (mm ²)	fbu (N/mm ²)	$\mu=Mu/bd^2fbu$	Obs	β	Ast=Mu/ $\beta d \sigma_{st}$ (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté (cm ²)	
3.2	Sup	12.68	250	108900	14.2	0.032799183	SSA	0.984	1.122098473	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	22.746	250	108900	14.2	0.058836767	SSA	0.97	2.041926553		3HA12=3.39	
4	Sup	8.478	250	108900	14.2	0.021929927	SSA	0.989	0.746455525	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	14.604	250	108900	14.2	0.037775967	SSA	0.981	1.296312274		3HA12=3.39	
3.6	Sup	5.688	250	108900	14.2	0.014713072	SSA	0.993	0.498789331	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	12.086	250	108900	14.2	0.031262691	SSA	0.984	1.069533292		3HA12=3.39	
3.1	Sup	5.297	250	108900	14.2	0.013701677	SSA	0.993	0.464501949	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	8.426	250	108900	14.2	0.021795419	SSA	0.989	0.741877123		3HA12=3.39	

Tableau V-2-2 Ferrailage des poutres secondaires en travée fibres supérieures et inférieures.

FINALEMENT : Le ferrailage des poutres secondaires en travée se fera avec 6HA12=6.79 cm².

➤ sur appuis :

RDC

Trav(m)	Appui	Mu(KNm)	b (mm)	d ² (mm ²)	f _{bu} (N/mm ²)	$\mu = Mu/bd^2f_{bu}$	Obs	β	Ast= $Mu/\beta d \sigma_{st}$ (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté (cm ²)
3.2	Sup	13.331	250	108900	14.2	0.034483115	SSA	0.983	1.180907897	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	19.359	250	108900	14.2	0.050075661	SSA	0.974	1.730735808		3HA12=3.39	
4	Sup	23.206	250	108900	14.2	0.060026643	SSA	0.969	2.085370987	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	14.694	250	108900	14.2	0.038008769	SSA	0.981	1.304301051		3HA12=3.39	
3.6	Sup	19.782	250	108900	14.2	0.051169829	SSA	0.973	1.770370537	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	13.873	250	108900	14.2	0.035885099	SSA	0.982	1.230171651		3HA12=3.39	
3.1	Sup	17.102	250	108900	14.2	0.04423751	SSA	0.978	1.522701808	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	16.302	250	108900	14.2	0.04216816	SSA	0.979	1.44999002		3HA12=3.39	

1^{er} ET 2^{eme} ETAGE

Trav(m)	appui	Mu(KNm)	b (mm)	d ² (mm ²)	f _{bu} (N/mm ²)	$\mu = Mu/bd^2f_{bu}$	Obs	β	Ast= $Mu/\beta d \sigma_{st}$ (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté (cm ²)
3.2	Sup	19.719	250	108900	14.2	0.051006868	SSA	0.974	1.762920574	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	34.624	250	108900	14.2	0.089561427	SSA	0.953	3.163669842		3HA12=3.39	
4	Sup	39.253	250	108900	14.2	0.101535198	SSA	0.946	3.613171152	4.375	3HA12+1HA12 (chap) =4.52	7.92
	Inf	26.146	250	108900	14.2	0.067631501	SSA	0.965	2.359308648		3HA12=3.39	
3.6	Sup	31.88	250	108900	14.2	0.08246356	SSA	0.957	2.900769304	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	23.642	250	108900	14.2	0.061154438	SSA	0.968	2.126746231		3HA12=3.39	
3.1	Sup	26.821	250	108900	14.2	0.069377514	SSA	0.964	2.422728501	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	27.546	250	108900	14.2	0.071252862	SSA	0.963	2.490801234		3HA12=3.39	

3^{eme} jusqu'aux 7^{eme} ETAGE

Trav(m)	appui	Mu(KNm)	b (mm)	d ² (mm ²)	fbu (N/mm ²)	$\mu = Mu/bd^2fbu$	Obs	β	Ast=Mu/ $\beta d \sigma_{st}$ (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté (cm ²)
3.2	Sup	5.725	250	108900	14.2	0.014808779	SSA	0.993	0.502033917	4.375	3HA12=3.39	9.05
	Inf	43.865	250	108900	14.2	0.113464996	SSA	0.939	4.067797805		3HA12+2HA12(chap)=5.65	
4	Sup	50.805	250	108900	14.2	0.131416599	SSA	0.929	4.762089549	4.375	3HA12+2HA12 (chap)=5.65	9.05
	Inf	18.024	250	108900	14.2	0.046622434	SSA	0.976	1.60808195		3HA12=3.39	
3.6	Sup	28.507	250	108900	14.2	0.073738667	SSA	0.962	2.58037758	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	21.558	250	108900	14.2	0.055763784	SSA	0.971	1.933285768		3HA12=3.39	
3.1	Sup	27.694	250	108900	14.2	0.071635691	SSA	0.963	2.504183888	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	21.276	250	108900	14.2	0.055034338	SSA	0.971	1.907996475		3HA12=3.39	

8^{eme} ETAGE

Trav(m)	appui	Mu(KNm)	b (mm)	d ² (mm ²)	fbu (N/mm ²)	$\mu = Mu/bd^2fbu$	Obs	β	Ast=Mu/ $\beta d \sigma_{st}$ (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté (cm ²)
3.2	Sup	1.799	250	108900	14.2	0.004653449	SSA	0.998	0.156966668	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	33.533	250	108900	14.2	0.086739353	SSA	0.955	3.057566092		3HA12=3.39	
4	Sup	38.852	250	108900	14.2	0.100497937	SSA	0.947	3.572483382	4.375	3HA12+1HA12 (chap)=4.52	7.92
	Inf	13.183	250	108900	14.2	0.034100286	SSA	0.983	1.167797525		3HA12=3.39	
3.6	Sup	18.669	250	108900	14.2	0.048290847	SSA	0.975	1.667336495	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	7.485	250	108900	14.2	0.019361347	SSA	0.99	0.658359984		3HA12=3.39	
3.1	Sup	14.637	250	108900	14.2	0.037861328	SSA	0.981	1.299241492	4.375	3HA12=3.39	6.79
	Inf	10.954	250	108900	14.2	0.028334562	SSA	0.986	0.967392326		3HA12=3.39	

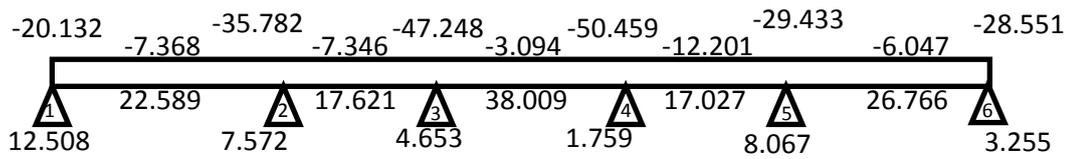
Tableau V-2-3 Ferrailage des poutres secondaires sur appuis supérieures et inférieures.

FINALEMENT : Le ferrailage des poutres secondaires sur appuis se fera avec 6HA12 Avec des chapeaux bien définie dans les tableaux

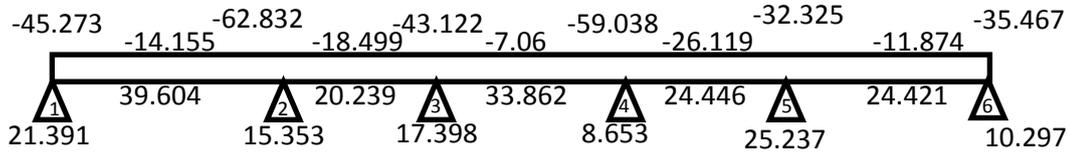
◆ **Poutres principales :**

Les moments sur appuis (appuis supérieures et inférieures) et en travée (fibres supérieures et inférieures).

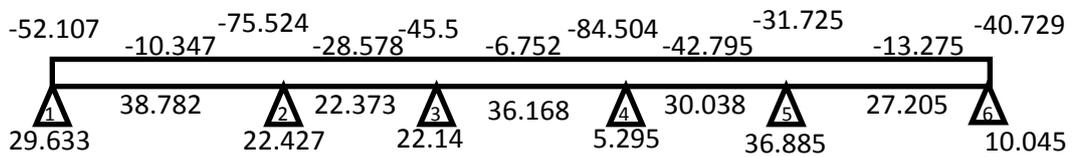
RDC



1^{er} ET 2^{ème} ETAGE



3^{ème} jusqu'aux 7^{ème} ETAGE



8^{ème} ETAGE

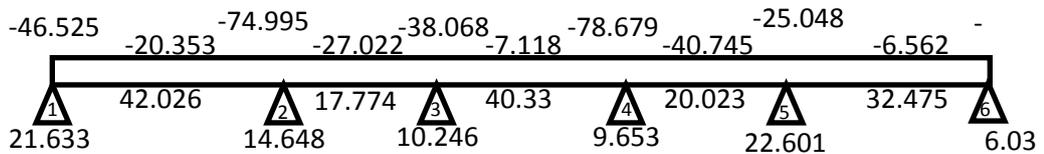


Figure V-2-6 diagrammes des moments fléchissant sur appuis et en travée KNm

V.2.5) Ferrailage des poutres principales:

➤ en travée

RDC

travée(m)		Mu(KNm)	b (mm)	d ² (mm ²)	fbu (N/mm ²)	$\mu=Mu/bd^2fbu$	Obs	β	Ast=Mu/ $\beta d \sigma_{st}$ (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté(cm ²)
4.25	Sup	7.368	250	108900	14.2	0.019058705	SSA	0.99	0.648068987	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	22.589	250	108900	14.2	0.058430657	SSA	0.97	2.027832538		2HA14+1HA12=4.21	
2.8	Sup	7.346	250	108900	14.2	0.019001798	SSA	0.99	0.646133927	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	17.621	250	108900	14.2	0.04558	SSA	0.976	1.572126722		2HA14+1HA12=4.21	
4	Sup	3.094	250	108900	14.2	0.008003207	SSA	0.996	0.270500322	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	38.009	250	108900	14.2	0.098317361	SSA	0.948	3.491281945		2HA14+1HA12=4.21	
2.8	Sup	12.201	250	108900	14.2	0.03156016	SSA	0.984	1.079710053	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	17.027	250	108900	14.2	0.044043508	SSA	0.978	1.516024073		2HA14+1HA12=4.21	
3.25	Sup	6.047	250	108900	14.2	0.015641692	SSA	0.992	0.530805131	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	26.766	250	108900	14.2	0.069235246	SSA	0.964	2.417760377		2HA14+1HA12=4.21	

1^{er} ET 2^{eme} ETAGE

travée(m)		Mu(KNm)	b (mm)	d ² (mm ²)	fbu (N/mm ²)	$\mu=Mu/bd^2fbu$	Obs	β	Ast=Mu/ $\beta d \sigma_{st}$ (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté (cm ²)
4.25	Sup	14.155	250	108900	14.2	0.036614545	SSA	0.982	1.255177663	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	39.604	250	108900	14.2	0.102443125	SSA	0.946	3.645480098		2HA14+1HA12=4.21	
2.8	Sup	18.499	250	108900	14.2	0.04785111	SSA	0.975	1.652153721	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	20.239	250	108900	14.2	0.052351945	SSA	0.973	1.811269301		2HA14+1HA12=4.21	
4	Sup	7.06	250	108900	14.2	0.018262005	SSA	0.991	0.620351537	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	33.862	250	108900	14.2	0.087590372	SSA	0.954	3.09080102		2HA14+1HA12=4.21	
2.8	Sup	26.119	250	108900	14.2	0.06756166	SSA	0.965	2.356872278	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	24.446	250	108900	14.2	0.063234134	SSA	0.967	2.201345192		2HA14+1HA12=4.21	
3.25	Sup	11.874	250	108900	14.2	0.030714313	SSA	0.985	1.049705881	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	24.421	250	108900	14.2	0.063169467	SSA	0.967	2.19909396		2HA14+1HA12=4.21	

3^{eme} jusqu'aux 7^{eme} ETAGE

travée(m)		Mu(KNm)	b (mm)	d ² (mm ²)	f _{bu} (N/mm ²)	$\mu = Mu/bd^2f_{bu}$	Obs	β	Ast=Mu/ $\beta d \sigma_{st}$ (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté (cm ²)
4.25	Sup	10.347	250	108900	14.2	0.026764443	SSA	0.987	0.912859864	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	38.782	250	108900	14.2	0.100316869	SSA	0.947	3.566046806		2HA14+1HA12=4.21	
2.8	Sup	28.578	250	108900	14.2	0.073922322	SSA	0.962	2.586804311	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	22.373	250	108900	14.2	0.057871933	SSA	0.97	2.008442046		2HA14+1HA12=4.21	
4	Sup	6.752	250	108900	14.2	0.017465306	SSA	0.991	0.593288042	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	36.168	250	108900	14.2	0.093555271	SSA	0.951	3.311698515		2HA14+1HA12=4.21	
2.8	Sup	42.795	250	108900	14.2	0.110697241	SSA	0.942	3.955933151	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	30.038	250	108900	14.2	0.077698884	SSA	0.959	2.727465224		2HA14+1HA12=4.21	
3.25	Sup	13.275	250	108900	14.2	0.034338261	SSA	0.983	1.175947216	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	27.205	250	108900	14.2	0.070370801	SSA	0.964	2.457415043		2HA14+1HA12=4.21	

8^{eme} ETAGE

travée(m)		Mu(KNm)	b (mm)	d ² (mm ²)	f _{bu} (N/mm ²)	$\mu = Mu/bd^2f_{bu}$	Obs	β	Ast=Mu/ $\beta d \sigma_{st}$ (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté (cm ²)
4.25	Sup	20.353	250	108900	14.2	0.052646827	SSA	0.973	1.821471618	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	42.026	250	108900	14.2	0.10870808	SSA	0.943	3.880727781		2HA14+1HA12=4.21	
2.8	Sup	27.022	250	108900	14.2	0.069897438	SSA	0.964	2.440884738	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	17.774	250	108900	14.2	0.045975763	SSA	0.976	1.585777218		2HA14+1HA12=4.21	
4	Sup	7.118	250	108900	14.2	0.018412033	SSA	0.991	0.62544791	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	40.33	250	108900	14.2	0.10432106	SSA	0.945	3.716235517		2HA14+1HA12=4.21	
2.8	Sup	40.745	250	108900	14.2	0.105394534	SSA	0.944	3.758453176	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	20.023	250	108900	14.2	0.05179322	SSA	0.973	1.791938594		2HA14+1HA12=4.21	
3.25	Sup	6.562	250	108900	14.2	0.016973836	SSA	0.992	0.576011786	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	32.475	250	108900	14.2	0.084002638	SSA	0.956	2.957999414		2HA14+1HA12=4.21	

Tableau V-2-4 Ferrailage des poutres principales en travée fibres supérieures et inférieures.

➤ sur appuis :

RDC

appuis(m)		Mu(KNm)	b (mm)	d ² (mm ²)	f _{bu} (N/mm ²)	$\mu = Mu/bd^2f_{bu}$	Obs	β	A _{st} =Mu/βdσ _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté (cm ²)
1	Sup	20.132	250	108900	14.2	0.052075169	SSA	0.973	1.801693441	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	12.508	250	108900	14.2	0.032354273	SSA	0.984	1.106877579		2HA14+1HA12=4.21	
2	Sup	35.782	250	108900	14.2	0.09255681	SSA	0.952	3.272913136	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	7.572	250	108900	14.2	0.019586389	SSA	0.99	0.666012265		2HA14+1HA12=4.21	
3	Sup	47.248	250	108900	14.2	0.122215756	SSA	0.935	4.400263003	4.375	2HA14+2HA12=5.34	9.55
	Inf	4.653	250	108900	14.2	0.012035851	SSA	0.994	0.407618123		2HA14+1HA12=4.21	
4	Sup	50.459	250	108900	14.2	0.130521605	SSA	0.93	4.724572383	4.375	2HA14+2HA12=5.34	9.55
	Inf	1.759	250	108900	14.2	0.004549981	SSA	0.998	0.15347658		2HA14+1HA12=4.21	
5	Sup	29.433	250	108900	14.2	0.076133939	SSA	0.96	2.669747039	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	8.067	250	108900	14.2	0.020866799	SSA	0.99	0.709551101		2HA14+1HA12=4.21	

1^{er} ET 2^{eme} ETAGE

appuis(m)		Mu(KNm)	b (mm)	d ² (mm ²)	f _{bu} (N/mm ²)	$\mu = Mu/bd^2f_{bu}$	Obs	β	A _{st} =Mu/βdσ _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté (cm ²)
1	Sup	45.273	250	108900	14.2	0.11710705	SSA	0.937	4.207329245	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	21.391	250	108900	14.2	0.055331807	SSA	0.971	1.918309484		2HA14+1HA12=4.21	
2	Sup	62.832	250	108900	14.2	0.162526675	SSA	0.911	6.005778669	4.375	2HA14+3HA12= 6.47	10.68
	Inf	15.353	250	108900	14.2	0.039713395	SSA	0.98	1.364187263		2HA14+1HA12=4.21	
3	Sup	43.122	250	108900	14.2	0.111543088	SSA	0.94	3.994641944	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	17.398	250	108900	14.2	0.045003169	SSA	0.976	1.552230901		2HA14+1HA12=4.21	
4	Sup	59.038	250	108900	14.2	0.152712787	SSA	0.917	5.606206843	4.375	2HA14+3HA12= 6.47	10.68
	Inf	8.653	250	108900	14.2	0.022382597	SSA	0.989	0.761863607		2HA14+1HA12=4.21	
5	Sup	32.325	250	108900	14.2	0.083614635	SSA	0.956	2.944336599	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	25.237	250	108900	14.2	0.065280203	SSA	0.966	2.27492675		2HA14+1HA12=4.21	
6	Sup	35.467	250	108900	14.2	0.091742004	SSA	0.952	3.244100671	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	10.297	250	108900	14.2	0.026635109	SSA	0.987	0.908448634		2HA14+1HA12=4.21	

3^{eme} jusqu'aux 7^{eme} ETAGE

appuis(m)	Mu(KNm)	b (mm)	d ² (mm ²)	fbu (N/mm ²)	$\mu=Mu/bd^2fbu$	Obs	β	Ast=Mu/ $\beta d \sigma_{st}$ (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté (cm ²)	
1	Sup	52.107	250	108900	14.2	0.134784464	SSA	0.928	4.889392588	4.375	2HA14+2HA12=5.34	9.55
	Inf	29.633	250	108900	14.2	0.076651276	SSA	0.96	2.687888221		2HA14+1HA12=4.21	
2	Sup	75.524	250	108900	14.2	0.195356898	SSA	0.89	7.389274379	4.375	3HA14+3HA12 (chap) = 8.01	12.22
	Inf	22.427	250	108900	14.2	0.058011614	SSA	0.97	2.013289669		2HA14+1HA12=4.21	
3	Sup	45.5	250	108900	14.2	0.117694228	SSA	0.937	4.228424903	4.375	2HA14+2HA12=5.34	9.55
	Inf	22.14	250	108900	14.2	0.057269235	SSA	0.97	1.98752545		2HA14+1HA12=4.21	
4	Sup	84.504	250	108900	14.2	0.218585341	SSA	0.876	8.40001336	4.375	2HA14+1HA12+3HA14 (chap) = 8.83	13.04
	Inf	5.295	250	108900	14.2	0.013696504	SSA	0.993	0.464326566		2HA14+1HA12=4.21	
5	Sup	31.725	250	108900	14.2	0.082062624	SSA	0.957	2.886665815	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	36.885	250	108900	14.2	0.095409925	SSA	0.949	3.384467839		2HA14+1HA12=4.21	
6	Sup	40.729	250	108900	14.2	0.105353147	SSA	0.944	3.756977283	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	10.045	250	108900	14.2	0.025983264	SSA	0.987	0.886216037		2HA14+1HA12=4.21	

8^{eme} ETAGE

appuis(m)	Mu(KNm)	b (mm)	d ² (mm ²)	fbu (N/mm ²)	$\mu=Mu/bd^2fbu$	Obs	β	Ast=Mu/ $\beta d \sigma_{st}$ (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage (cm ²)	A adopté (cm ²)	
1	Sup	46.525	250	108900	14.2	0.120345581	SSA	0.936	4.328299946	4.375	2HA14+2HA12=5.34	9.55
	Inf	21.633	250	108900	14.2	0.055957785	SSA	0.971	1.940011644		2HA14+1HA12=4.21	
2	Sup	74.995	250	108900	14.2	0.193988541	SSA	0.891	7.329281827	4.375	3HA12+3HA14 (chap) = 8.01	12.22
	Inf	14.648	250	108900	14.2	0.037889781	SSA	0.981	1.300217898		2HA14+1HA12=4.21	
3	Sup	38.068	250	108900	14.2	0.098469975	SSA	0.948	3.496701336	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	10.246	250	108900	14.2	0.026503188	SSA	0.987	0.90394918		2HA14+1HA12=4.21	
4	Sup	78.679	250	108900	14.2	0.203517893	SSA	0.885	7.741451137	4.375	3HA12+3HA14 (chap) = 8.01	12.22
	Inf	9.653	250	108900	14.2	0.024969283	SSA	0.988	0.85077002		2HA14+1HA12=4.21	
5	Sup	25.048	250	108900	14.2	0.064791319	SSA	0.967	2.255554871	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	22.601	250	108900	14.2	0.058461698	SSA	0.97	2.028909788		2HA14+1HA12=4.21	
6	Sup	30.406	250	108900	14.2	0.078650784	SSA	0.959	2.760879806	4.375	2HA14+1HA12=4.21	8.42
	Inf	6.03	250	108900	14.2	0.015597719	SSA	0.992	0.529312873		2HA14+1HA12=4.21	

Tableau V-2-5 Ferrailage des poutres principales sur appuis supérieures et inférieures.

FINALEMENT : Le ferrailage adopté pour les poutres principales est le suivant :

En travée (fibres supérieures et inférieures) : 2(2HA14+1HA12) Avec des chapeaux définie dans les tableaux

Sur appuis (supérieures et inférieures) : 2(2HA14+1HA12) Avec des chapeaux définie dans les tableaux

V.2.6) Vérifications à l'E.L.U :

❖ **Condition de non fragilité :(Art A.4.2/BAEL91).**

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

-Poutres principales de (25X35) : $A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$.

-Poutres principales de (25X35) : $A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$.

$A_s > A_{\min} \rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

❖ **Justification à l'effort tranchant :(BAEL91.Art A.5.1).**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente (τ_u) prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

➤ Poutres principales $\tau_u = \frac{107.55 \times 10^3}{250 \times 330} = 1.31 \text{ MPa}$

➤ Poutres secondaires $\tau_u = \frac{45.57 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.55 \text{ MPa}$

❖ **Etat limite ultime du béton de l'âme : (BAEL91 modifiées 99 Art A.5.1, 21)**

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ Poutres principales : $\tau_u = 1.31 < 3.33 \text{ MPa}$ \Rightarrow Condition vérifiée.

➤ Poutres secondaires : $\tau_u = 0.55 < 3.33 \text{ MPa}$ \Rightarrow Condition vérifiée.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section

d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

➤ Poutres principales : $107,55 - \frac{84.504}{0,9 \times 0,33} = -177 < 0$

➤ Poutres secondaires : $45.57 - \frac{50.805}{0,9 \times 0,33} = -125.5 < 0$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : (BAEL91 / 99 Art A.5.1,32)**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Poutres principales :

$$T_u = 107.55 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,33 \times 0,25 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 495 \text{kN}.$$

➤ Poutres secondaires :

$$T_u = 45.57 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,33 \times 0,25 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 495 \text{kN} :$$

⇒ La condition est vérifiée.

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3).**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec :}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

➤ Poutres principales : 3HA12

$$\sum U_i = 3.14 \times (3 \times 12) = 113.04 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{103.7 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113.04} = 3.088 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La contrainte d'adhérence est vérifiée.}$$

➤ Poutres secondaires : 2HA14+1HA12

$$\sum U_i = 3.14 \times ((2 \times 14) + 12) = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{103.12 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 125.6} = 2.76 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{La contrainte d'adhérence est vérifiée.}$$

❖ Longueur de scellement droit des barres : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 22)

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \nu^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

✓ Pour $\Phi 12$: $l_s = 42,33 \text{ cm}$.

✓ Pour $\Phi 14$: $l_s = 49,38 \text{ cm}$.

Les règles de BAEL 91 (Art A.6.1, 21.) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A.

✓ Pour $\Phi 12$: $l_a = 16,93 \text{ cm}$.

✓ Pour $\Phi 14$: $l_a = 19,75 \text{ cm}$.

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges verticales, par conséquent l'effort tranchant est variable sur toute leurs longueurs ; on se doit de spécifier un écartement des armatures transversales dans la zone nodale et courante.

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right)$

- Poutres secondaires : $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2\right) = \min(8.75, 14.4) \Rightarrow$ Soit $S_t = 8 \text{ cm}$.

- Poutre principales : $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.4\right) = \min(8.75, 16.8) \Rightarrow$ Soit $S_t = 8 \text{ cm}$.

- **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5$

- Poutre principales $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutre secondaire $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Calcul des armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \text{ (Article 7.5.2.2 RPA99 version 2003).}$$

- **Zone nodale :**

$$A_t = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) = \min\left(\frac{350}{35}; \frac{250}{10}; 12\right) = \min(10, 25, 12) \quad \text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On optera pour un cadre et un étrier soit **At = 4HA8 = 2.01cm²**.

REMARQUE :

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

V.2.7) Vérification à L'ELS :

❖ Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte dans l'acier est $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$ Avec A : Armatures adoptées à l'ELU.

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 A}{b d}$ est on déduit les valeurs de k_1 et β_1 .

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ Les poutres secondaires :

RDC	Ms (KNm)	b (cm)	d (cm)	A (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
travée	7.114	25	33	6.79	0.823	23.46	0.87	36.4931115	1.5555461	15	Vérifiée
appuis	8.617	25	33	6.79	0.823	23.46	0.87	44.2031405	1.88419184	15	Vérifiée

1 ^{er} ET 2 ^{eme} étage	Ms (KNm)	b (cm)	d (cm)	A (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
travée	9.053	25	33	6.79	0.823	23.46	0.87	46.4397158	1.97952753	15	Vérifiée
appuis	14.767	25	33	6.79	0.823	23.46	0.87	75.7511636	3.22894985	15	Vérifiée

3 ^{eme} aux 7 ^{eme} étage	Ms (KNm)	b (cm)	d (cm)	A (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
travée	22.026	25	33	6.79	0.823	23.46	0.87	112.98809	4.81620163	15	Vérifiée
appuis	25.832	25	33	6.79	0.823	23.46	0.87	132.511956	5.64842098	15	Vérifiée

8 ^{eme} étage	Ms (KNm)	b (cm)	d (cm)	A (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
travée	14.265	25	33	6.79	0.823	23.46	0.87	73.1760241	3.11918261	15	Vérifiée
appuis	21.094	25	33	6.79	0.823	23.46	0.87	108.207154	4.61241066	15	Vérifiée

Tableau V-2-6: Vérification des contraintes max dans les poutres secondaires.

❖ Les poutres principales :

RDC	Ms (KNm)	b (cm)	d (cm)	A (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
travée	27,408	25	33	8,42	0.98424	21.1	0,8615	114,498	5,426	15	Vérifiée
appuis	36,396	25	33	8.42	0.98424	21.1	0.8615	152,045	7,206	15	Vérifiée

1 ^{er} ET 2 ^{eme} étage	Ms (KNm)	b (cm)	d (cm)	A (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
travée	31,614	25	33	8.42	0.98424	21.1	0.8615	132,068	6,259	15	Vérifiée
appuis	47,777	25	33	8.42	0.98424	21.1	0.8615	199,589	9,459	15	Vérifiée

3 ^{eme} aux 7 ^{eme} étage	Ms (KNm)	b (cm)	d (cm)	A (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
travée	49,435	25	33	8.42	0.98424	21.1	0.8615	206,516	9,787	15	Vérifiée
appuis	54,999	25	33	8.42	0.98424	21.1	0.8615	229,760	10,889	15	Vérifiée

8 ^{eme} étage	Ms (KNm)	b (cm)	d (cm)	A (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
travée	30,757	25	33	8.42	0.98424	21.1	0.8615	128,488	6,089	15	Vérifiée
appuis	54,847	25	33	8.42	0.98424	21.1	0.8615	229,125	10,859	15	Vérifiée

Tableau V-2-7 : Vérification des contraintes max dans les poutres principales.

❖ **Vérification de la flèche :**

Sens (xx) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS : $f=0.034$ cm



Figure V-2-7 La flèche suivant (xx)

$$f = 0.034\text{cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74\text{cm} \text{ Ok}$$

Sens (yy) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS : $f = 0.18$ cm

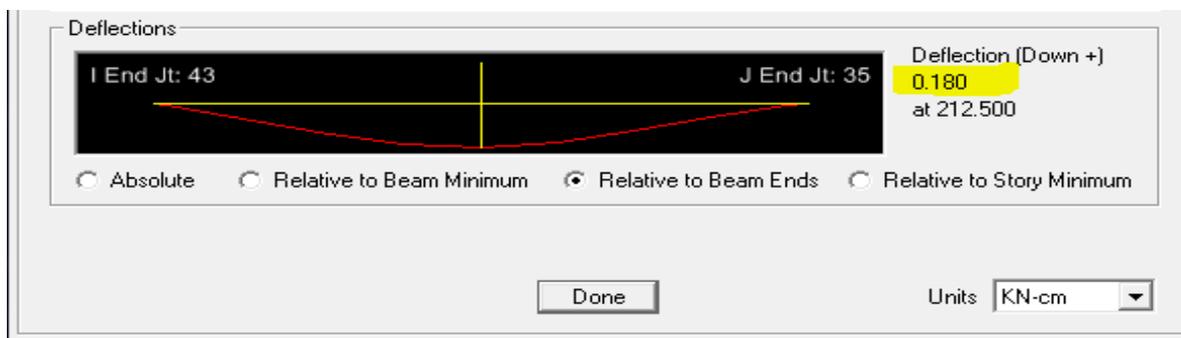
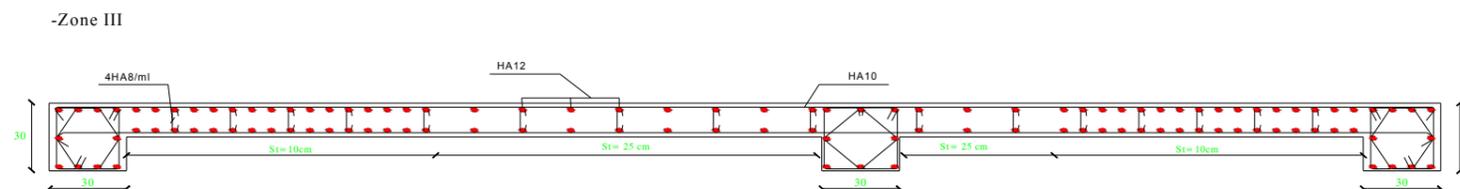
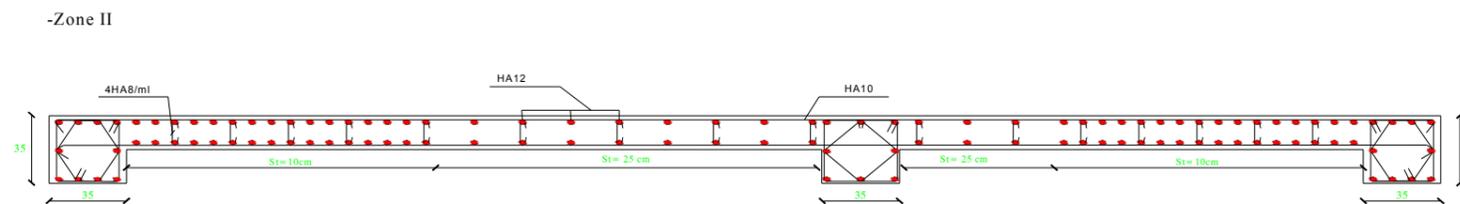
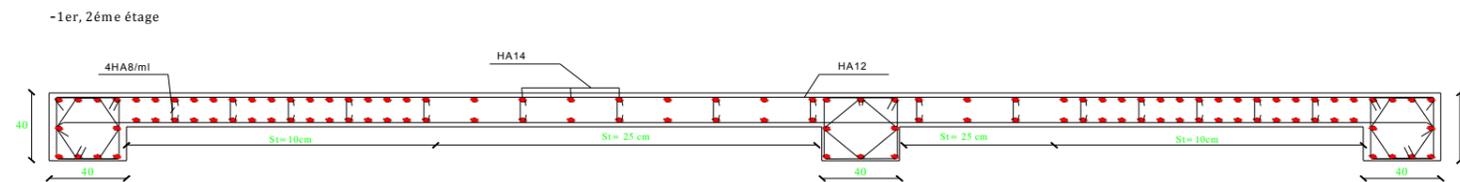
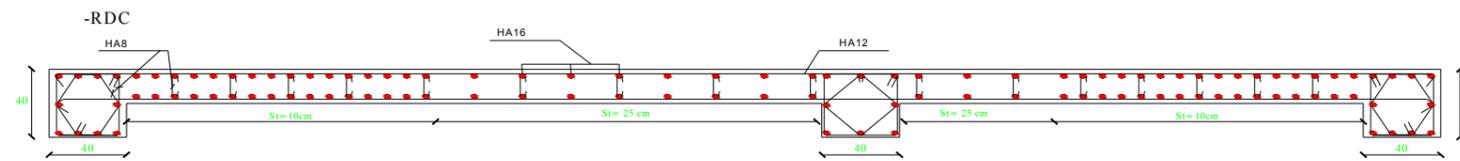


Figure V-2-8 La flèche suivant (yy)

$$f = 0.18\text{cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0.79\text{cm} \text{ OK}$$

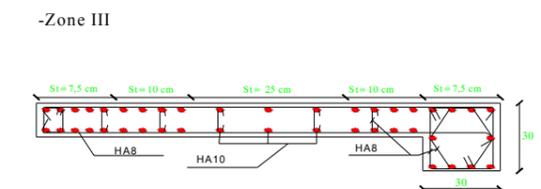
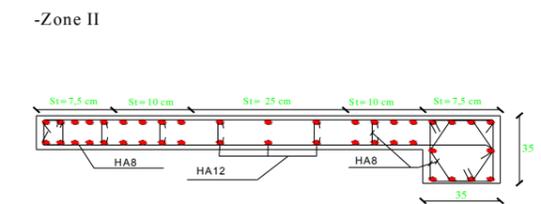
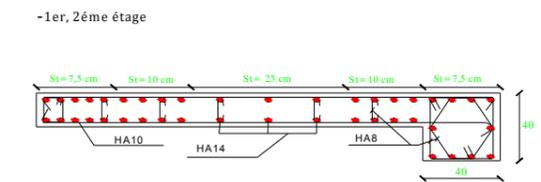
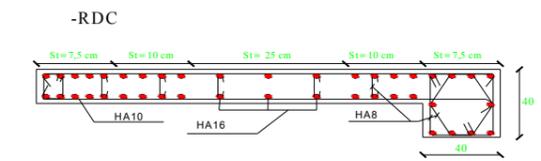
Finalemnt : La flèche développée au niveau des poutres est suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSALES



Nota:
 -Zone I : RDC ,1er et 2ème étage
 -Zone II : 3ème , 4ème et 5ème étage
 -Zone III: 6ème ,7ème et 8ème étage

-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINALS



V.3) FERRAILLAGE DES VOILES :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme. Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement. Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le ferrailage des voiles se fait par la méthode de la RDM pour une bande de longueur (d). avec des combinaisons de charge de BAEL (ELU, ELS) et RPA (G + Q ± E, 0.8G ± E).

V.3.1) Exposé de la méthode de la RDM:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du Voile

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par RPA 2003 (Art 7.7.4):

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

L_c : Longueur de la zone comprimée : $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Remarque :

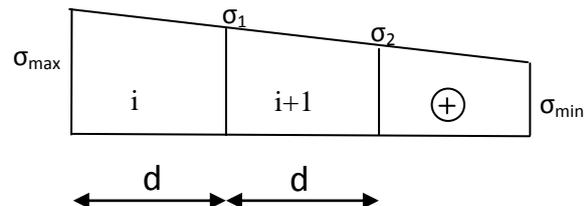
Les contraintes σ_{\max} et σ_{\min} seront relevées par le logiciel ETABS.

V-3-2) Armatures verticales :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile



a) Section entièrement comprimée:

✓ **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad ; \quad B = d \times e \quad ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{Et} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

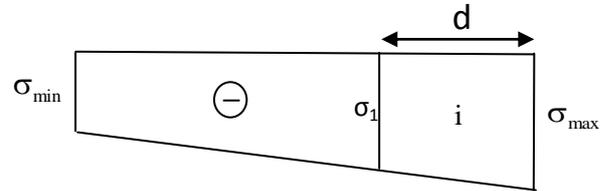
b) Section entièrement tendue :

✓ **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$



c) Section partiellement comprimée :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

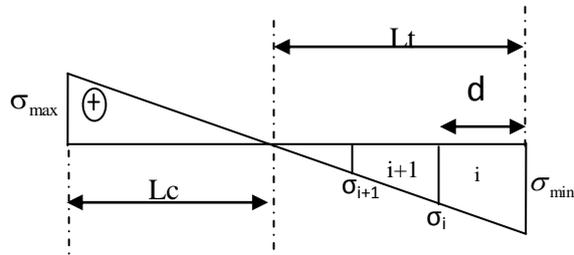
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_i + \sigma_{i+1}}{2} \cdot d \cdot e$$

✓ **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$



Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \frac{1,4T}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadres aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$$A_h \geq 0.15\% B \quad \text{Globalement dans la section du voile ;}$$

$$A_h \geq 0.10\% B \quad \text{En zone courante ;}$$

B : Section du béton ;

A_v : Section d'armature verticale.

V.3.4) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

V.3.5) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.3.6) Dispositions constructives :

➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30\text{cm} \} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

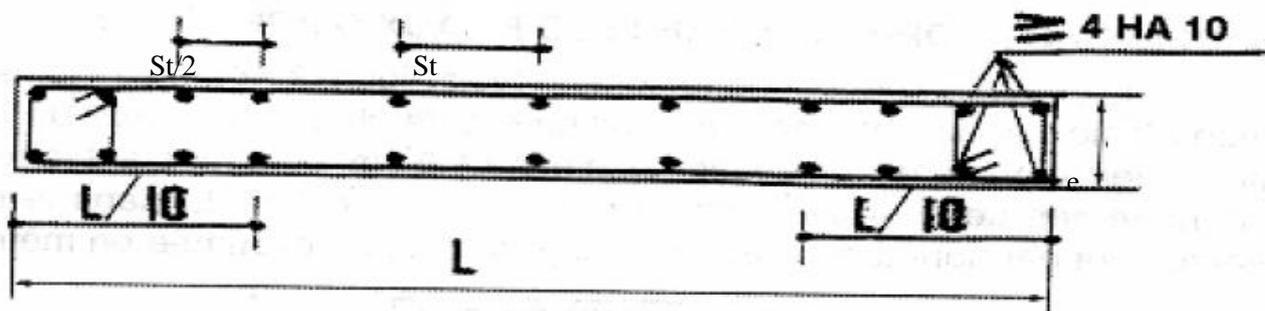


Fig. V-3-1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à : (Art 7.7.4.3 RPA 2003)

- 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 action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10}$$

Pour $e = 22 \text{ cm} \Rightarrow \varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 2.2 \text{ cm}$

Pour $e = 18 \text{ cm} \Rightarrow \varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 1.8 \text{ cm}$

V-3-7) Vérification :

➤ **Vérification à L'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Et } N_s = G + Q$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{e \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement.

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal

Caractéristiques	Désignations		RDC	Etage 1&2	Etage 3,4&5	Etage 6,7&8	
géométriques	L (m)		2,4	2,4	2,4	2,4	
	e (m)		0,22	0,18	0,18	0,18	
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/m ²)		2970,16	1365,83	928,54	3419,75	
	σ_{min} (KN/ m ²)		-8331,19	-6167,2	-4643,85	-4358,82	
	V _u (KN)		145,37	113,74	133,5	106,94	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _c (m)		0,6308	0,4351	0,3999	1,0551	
	L _t (m)		1,769	1,965	2,000	1,345	
	d(m)		0,4	0,4	0,4	0,4	
	σ_1 (KN/ m ²)		-6447,632	-4911,695	-3715,118	-3062,392	
	σ_2 (KN/ m ²)		-4564,073	-3656,190	-2786,387	-1765,963	
	Ferrailages	N (KN)	N ₁	-650,268	-398,840	-300,923	-267,164
N ₂			-484,515	-308,444	-234,054	-173,821	
N ₃			-486,608	-383,302	-300,950	-86,600	
A _v (cm ²)		A _{v1}	18,686	11,461	8,647	7,677	
		A _{v2}	13,923	8,863	6,726	4,995	
		A _{v3}	13,983	11,014	8,648	2,489	
A _{min1}		1,063	0,869	0,869	0,869		
A _{min2}		4,4	3,6	3,6	3,6		
Max [A _{min} (cm ²)]		4,4	3,6	3,6	3,6		
A adoptée/nappe		A1 (cm ²)	5HA16=10,05	5HA14=7,70	5HA12=5,65	5HA10=3,93	
		A2 (cm ²)	4HA16=8,04	4HA14=6,16	4HA12=4,52	4HA10=3,14	
		A3 (cm ²)	4HA16=8,04	4HA14=6,16	4HA12=4,52	4HA10=3,14	
Espacement		St1 (cm)	7,5	7,5	7,5	7,5	
		St2 (cm)	10	10	10	10	
		St3 (cm)	25	25	25	25	
Choix de A pour le voile cm ²		42HA16=84,45	42HA14=64,65	42HA12=47,5	42HA10=32,99		
A _H (cm ²)		10,556	8,081	5,938	4,124		
S _t (cm)		25	25	25	25		
Choix par nappe (cm ²)		17HA10=13,35	13HA10=10,21	13HA8=6,53	13HA8=6,53		
A _t (cm ²)		4 épingles de HA8 / (m ²)					
A _{vj} (cm ²)		5,597	4,379	5,140	4,117		
Vérifications des contraintes	Contrainte	τ_u =2,5(Mpa)	τ_u (Mpa)	0,180	0,259	0,304	0,244
	Vérifiée	τ_b = 5 (Mpa)	τ_b (Mpa)	0,253	0,363	0,426	0,341
ELS	N _s (KN)		1818,21	1085,13	712,46	270,15	
	σ_b = 15 (Mpa)	σ_b (Mpa)	2,752	2,034	1,406	0,558	

Tableaux V.3.1 calcul de ferrailage pour les voiles longitudinaux

Sens transversale

Caractéristiques	Désignations		RDC	Etage 1&2	Etage 3,4&5	Etage 6,7&8	
géométriques	L (m)		7,2	7,2	7,2	7,2	
	e (m)		0,22	0,18	0,18	0,18	
solllicitations de calcul	σ_{max} (KN/m ²)		6409,18	5544,65	4201,05	3531,94	
	σ_{min} (KN/ m ²)		-8367,86	-7420,34	-5535,85	-3931,66	
	V _u (KN)		206,11	199,16	164,14	100,08	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _c (m)		3,1228	3,0792	3,1065	3,4072	
	L _t (m)		4,077	4,121	4,094	3,793	
	d(m)		2	2	2	2	
	σ_1 (KN/ m ²)		-4263,127	-3818,954	-2831,156	-1858,438	
	σ_2 (KN/ m ²)		-158,393	-217,568	-126,461	214,784	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	-2778,817	-2023,073	-1506,061	-1042,218	
		N ₂	-974,079	-728,940	-533,435	-299,863	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	79,851	58,134	43,278	29,949	
		A _{v2}	27,991	20,947	15,329	8,617	
	Amin1		5,313	4,347	4,347	4,347	
	Amin2		22	18	18	18	
	Max [A _{min} (cm ²)]		22	18	18	18	
	A adoptée/nappe	A1 (cm ²)	20HA16 =40,21	20HA14 =30,79	20HA12 =22,62	20HA12 =22,63	
		A2 (cm ²)	8HA16=16,08	8HA14=12,32	8HA12=9,05	8HA12=9,05	
	Espacement	St1 (cm)	10	10	10	10	
		St2 (cm)	25	25	25	25	
	Choix de A pour le voile (cm ²)		104HA16 =209,1	104HA14 =160,1	104HA12 =117,62	104HA12 =117,62	
	A _H (cm ²)		26,14	20,01	14,70	14,70	
	S _t (cm)		13	13	13	13	
	Choix de A _H /nappe (cm ²)		28HA12 =31,67	21HA12 =23,75	21HA10 =16,49	21HA10 =16,49	
	A _t (cm ²)		4 épingles de HA8 /ml				
A _{vj} (cm ²)		7,935	7,668	6,319	3,853		
Vérifications des contraintes	Contraint e Vérfiée	$\bar{\tau}_u$ =2,5(Mpa)	τ_u (Mpa)	0,256	0,454	0,374	0,228
		$\bar{\tau}_b$ = 5 (Mpa)	τ_b (Mpa)	0,358	0,635	0,523	0,319
ELS	N _s (KN)		1826,93	1304,98	910,84	143,79	
	$\bar{\sigma}_b$ = 15 (Mpa)	σ_b (Mpa)	0,962	0,836	0,610	0,100	

Tableaux V.3.2 calcul de ferrailage pour les voiles transversaux

INTRODUCTION :

Le rôle des fondations est de transmettre les charges à partir de la superstructure vers le sol d'assise. La pression transmise ne doit pas provoquer une rupture par cisaillement du sol ni des tassements excessifs pouvant engendrer des distorsions et des désordres structuraux et architecturaux.

Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait en tenant compte les conditions suivantes :

- ✓ Capacité portante du sol d'assise.
- ✓ Charges transmises de la superstructure au sol.
- ✓ Distances entres les différents points d'appuis.
- ✓ Système structural adopté.

VI.1) SEMELLES ISOLES SOUS POTEAUX :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s_{max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carré

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

Exemple de calcul :

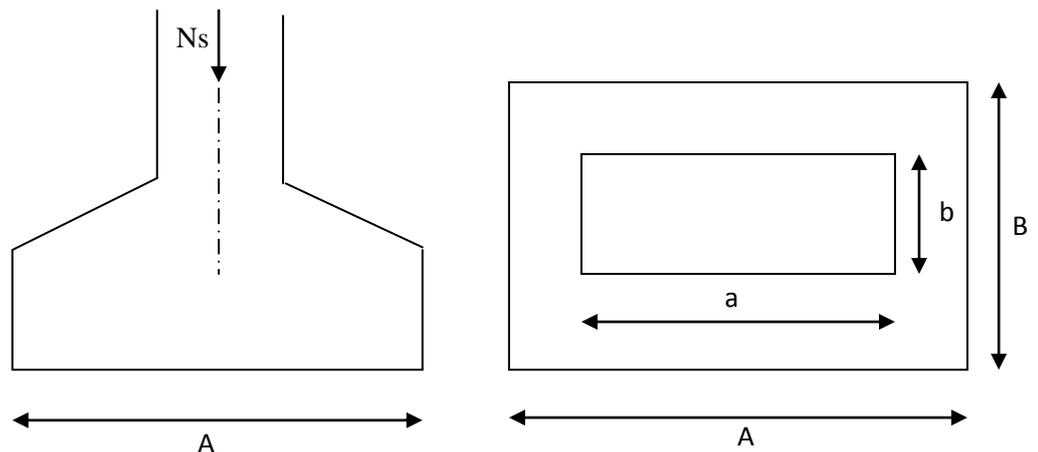


Fig.VI-1 Schéma de la semelle isolée.

$N_{ser} = 1145.78 \text{ KN}$

$\sigma_{sol} = 0,25 \text{ MPa}$

$B \geq \sqrt{\frac{1145.78}{250}} = 2,14\text{m}$

$\Rightarrow A = B = 2,20\text{m}$

CONCLUSION :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI.2) SEMELLES FILANTES :

A) Semelles filantes sous poteaux :

• **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• **Étape du calcul :**

- détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.
- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad \text{Et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

- détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

• **Exemple de calcul :**

Poteaux	Ns (KN)	Moments (KN.m)	e _i (m)	N _i e _i (KN.m)
1	804.35	-9.694	-8.75	-7038.06
2	1024.97	2.828	-4.5	-4612.36
3	942.52	-6.09	-1.7	-1602.28
4	1145.78	6.179	2.3	2635.3
5	974.15	5.211	5.1	4968.16
6	1043.50	0.676	8.35	8713.22
	5935.27	-0.89		3063.985

Tableau VI-1 Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle.

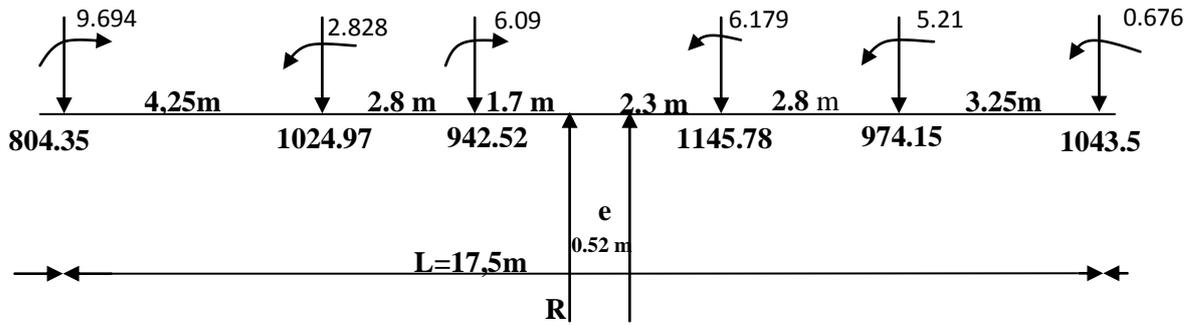


Fig.VI-2 Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle.

Résultante :

$$R = \sum N_i = 5935.27 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{3063.985 - 0.89}{5935.27} = 0.52 \text{ m}$$

❖ **Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0.52 \leq \left(\frac{l}{6} \Leftrightarrow \frac{17.5}{6}\right) = 2.92 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

➤ **Calcul de la largeur B :**

⇒ Répartition trapézoïdale

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{5935.27}{17.5} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.52)}{17.5}\right) = 369.63 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{369.63}{250} = 1,478 \text{ m} \Rightarrow B = 1,5 \text{ m}$$

⇒ $S = B \times L = 1,5 \times 17,5 = 26,25 \text{m}^2$. (surface d'un seul fil porteuse).

➤ **Surface totale des semelles sous poteaux :**

$$S_{TP} = (26,25 \times 6) + 2(1,5 \times 4,25) = 170,25 \text{ m}^2.$$

B) Semelles continues sous voiles :

Elles sont dimensionnées à L'ELS sous l'effort N_s , données par la condition la plus défavorable.

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante : $B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \cdot L}$

➤ **Sens longitudinal :**

VOILES	N _s (KN)	σ _{sol} (KN/m ²)	L(m)	B(m)	S (m ²)
VL1	2095.28	250	2.4	3.5	8.4
VL2	2026.44	250	2.4	3.4	8.11
VL3	1736.45	250	2.4	2.9	6.95
VL4	1343.94	250	2.4	2.24	5.38
					S _{T1} =28.84

Tableau VI-2 Surface des semelles filantes sous voiles longitudinales.

➤ **Sens transversal :**

VOILES	N _s (KN)	σ _{sol} (KN/m ²)	L(m)	B(m)	S (m ²)
VT1	2685.67	250	7.2	1.5	10.74
VT2	2645.16	250	7.2	1.5	10.58
					S _{T2} =21.32

Tableau VI- 3 Surface des semelles filantes sous voiles longitudinales

➤ **ASCENSSEURE :**

$$S_{ASC} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{2638.72}{250} = 10.6m^2$$

➤ **Surface totale des semelles sous voiles :**

$$S_{TV}=28.84+21.32= \mathbf{50.16 m^2}$$

➤ **Surface totale :**

$$S_{Tsemelles}=S_{TP}+S_{TV}+S_{ASC} = \mathbf{170.25+50.16+10.6 = 231.01m^2}$$

➤ **Calcul du rapport** $\frac{S_{Tsemelles}}{S_{batiment}}$

$$S_{batiment} =400.03 m^2.$$

$$\frac{S_{Tsemelles}}{S_{batiment}} = \frac{231.01}{400.03} = 0.58$$

La surface totale des semelles représente 58 % de la surface du bâtiment.

CONCLUSION :

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement des semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels.

VI.3) RADIER GENERAL :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

VI.3.1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \text{ Avec } L_{\max} : \text{Distance maximale entre deux nervures successives.}$$

$$\frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5} \Rightarrow 50 \leq h \leq 80$$

On prend : **h=60 cm.**

- **Sous poteaux :**

- **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

La hauteur minimale est de 25cm

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec } L_{\max} : \text{Distance maximale entre axe de deux poteaux}$$

$$h_d \geq \frac{425}{20} = 21.25 \text{ cm}$$

On prend : **h_d= 25 cm**

- **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{425}{10} = 42.5 \text{ cm}$$

On prend : **h_n=45cm**

$$0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \rightarrow 18 \leq b \leq 31.5$$

b=30

La hauteur totale sous poteau est **h_t = h_d+h_n= 25+45=70 cm.**

d) Vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec : L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819$ MPa ;

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 0.68 \text{ m}$$

Donc on prend : **$h = 70$ cm.**

CONCLUSION :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_t = 70$ cm (hauteur du radier) ;

$h_n = 45$ cm (hauteur de la nervure) ;

$h_d = 25$ cm (hauteur de la dalle) ;

$b = 30$ cm (largeur de la nervure).

VI.3.2. Détermination des efforts :**• Combinaison d'actions**

Charge permanente $G = 37892.44$ KN.

Charge d'exploitation $Q = 5599.98$ KN.

A L'ELU: $N_u = 1,35G + 1,5Q = 59554.76$ KN.

A L'ELS: $N_s = G + Q = 43492.42$ KN.

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{E L U: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{59554.76}{1.33 \times 250} = 179.11 \text{ m}^2$$

$$E L S: S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{43492.42}{250} = 174 m^2$$

$$D'o\grave{u} : S_{rad} = \max(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}) = 179.11 m^2$$

Remarque : On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{70}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 35 \text{ cm}$$

Soit un débord $L_{déb} = 40 \text{ cm}$.

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{deb} = 2(0.4 \times 25) + 2(0.4 \times 17.5) = 34 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 400.03 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 400.03 + 34 = 434.03 \text{ m}^2.$$

- Le poids du radier est calculé comme suit :

$P_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids du (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}.$

$$\text{Poids de la dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho \rightarrow \text{Poids de la dalle} = 434.03 \times 0.25 \times 25 = \mathbf{2712.7 \text{ KN}}.$$

$$\text{Poids de la nervure} = b \times h_n \times \rho [(l_x \times m) + (l_y \times m)]$$

m: nombre de fille dans le sens considéré.

$$\text{Poids de la nervure} = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times [(17.5 \times 6) + (11.05 \times 2) + (25 \times 4) + (18.3 \times 2)] = \mathbf{889.98 \text{ KN}}.$$

$$\text{Poids du (T.V.O)} = (S_{rad} - S_{ner}) \times h_n \times \rho_{TVO} = (434.03 - 79.11) \times 0.45 \times 17 = \mathbf{2717.14 \text{ KN}}.$$

$$\text{Poids de la dalle flottante} = S_{rad} \times h_{df} \times \rho = 434.03 \times 0.1 \times 25 = \mathbf{1085.075 \text{ KN}}.$$

$$P_{rad} = 2712.7 + 889.98 + 2717.14 + 1085.075 = \mathbf{7405 \text{ KN}}.$$

- **Charge permanente apportée sur le radier G_T :**

$$G_T = G_{(superstructure)} + G_{(infrastructure)}$$

$$G_{(superstructures)} = 37892.44 \text{ KN}.$$

$$G_{(infrastructures)} = 7405 \text{ KN}.$$

$$G_T = 37892.44 + 7405 = \mathbf{45297.44 \text{ KN}}.$$

• **Surcharge apportée sur le radier Q_T :**

$$Q_T = Q_{\text{Superstructure}} + Q_{\text{radier}}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 5599.98 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{radier}} = S_{\text{rad}} \times 5 = 434.03 \times 5 = 2170.15 \text{ KN.}$$

$$Q_T = 5599.98 + 2170.15 = \mathbf{7770.13 \text{ KN.}}$$

• **Combinaison d'action :**

$$N_u = 1.35 \times 37892.44 + 1.5 \times 7770.13 = 62809.99 \text{ KN.}$$

$$N_s = 37892.44 + 7770.13 = 45662.57 \text{ KN.}$$

VI.3.3. Vérification de la contrainte de cisaillement:

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 25 = 22.5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{62809.99 \times 1}{434.03} \times \frac{4.25}{2} = 307.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{307.52}{1 \times 0.225} = 1366.74 \text{ KN/m}^2 = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.4. Vérification de la stabilité du radier :

1. Calcul du centre de gravité du radier:

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,55 \text{ m} \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,16 \text{ m}$$

2- Moment d'inertie :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 23328.08 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (X_i - X_G)^2] = 14425.26 \text{ m}^4$$

3. La stabilité du radier :

Elle consiste à vérifier la contrainte du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (**N**) dû aux charges verticales ;
- Moment de renversement(**M**) dû au séisme : $M = M_0 + \tau_0 h$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

τ_0 : effort tranchant à la base du bâtiment ;

h : profondeur de l'infrastructure ;

I_x et I_y : moments d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal nous donne :

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

✓ **ELU :** $\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$

✓ **ELS:** $\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

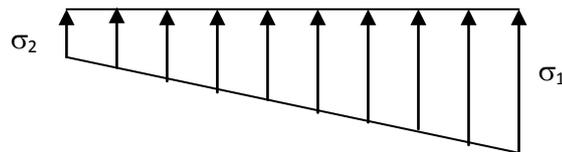


Fig. VI-3 Diagramme des contraintes.

➤ **Sens longitudinal :**

$N_u = 62809.99\text{KN};$

$N_s = 45662.57\text{KN};$

$M_{0x} = 42232.4 \text{ KNm};$

$\tau_{0x} = 2116.51 \text{ KN};$

$h = 1.5 \text{ m}.$

$M_x = 42232.4 + 2116.51 \times 1.5 = 45407.165 \text{ KNm}.$

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{62809.99}{434.03} \pm \frac{45407.165}{14425.26} \times 12,55$$

$\sigma_1 = 184,22\text{KN/m}^2$

$\sigma_2 = 105,21\text{KN/m}^2$

$\sigma_M = 164.465\text{KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 332,5 \text{ KN/m}^2 \implies$ condition vérifiée.

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{45662,57}{434.03} \pm \frac{45407.165}{14425.26} \times 12,55$$

$\sigma_1 = 144,71\text{KN/m}^2;$

$\sigma_2 = 65.7 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_M = 124,96 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \implies$ condition vérifiée.

➤ **Sens transversal :**

$$N_u = 62809.99\text{KN}; \quad N_s = 45662.57\text{KN};$$

$$M_{0y} = 50318.24 \text{ KNm}; \quad \tau_{0y} = 2520.42 \text{ KN};$$

$$h = 1.5 \text{ m.}$$

$$M_y = 50318.24 + 2520.42 \times 1.5 = \mathbf{54098.87 \text{ KNm.}}$$

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{62809.99}{434.03} \pm \frac{54098.87}{23328.08} \times 8.16$$

$$\sigma_1 = 136,64 \text{KN/m}^2; \quad \sigma_2 = 125,8 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 133.93 \text{KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 332,5 \text{KN/m}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{45662,57}{434.03} \pm \frac{54098.87}{23328.08} \times 8.16$$

$$\sigma_1 = 124,13 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 86.28 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 114,66 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{KN/m}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

VI.3.5. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier ;

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$) ;

Z : Profondeur de l'infrastructure (h=1,5 m).

$$P = 45297.44 \text{KN} \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1.5 \times 434.03 \times 10 \times 1.5 = 976.57 \text{KN}$$

VI.3.6. Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appui sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91.

La dalle du radier est étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme. Elle est encadrée sur quatre côtés. Deux cas se présentent à nous, selon le coefficient ρ :

- $\rho \leq 0,4$: La dalle travaille dans un seul sens.
- $0,4 \leq \rho \leq 1$: La dalle travaille dans les deux sens.

Les nervures sont calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Le panneau le plus sollicité a pour dimensions :

$$L_x = 4\text{m}$$

$$L_y = 4.25\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.25} = 0.94 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1 : \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

VI.4) Calcul de ferrailage à l'ELU :

$$q_u = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (164.465 - \frac{7405}{434.03}) \times 1\text{m} = 147.4\text{KN/ml}$$

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\nu = 0 ; \rho = 0.94 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.864 \end{array} \right\} \rightarrow \text{TABLES DE PIGEAUD.}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0419 \times 147.4 \times 4^2 = 98.82\text{KNm} \\ M_y = M_x \times \mu_y = 98.82 \times 0.864 = 85.38\text{KNm} \end{cases}$$

Remarque : Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la dalle au niveau des appuis (nervures), les moments calculés seront minorés en leurs affectant un coefficient de : (-0,5) sur appui et (0,85) en travées.

Moments aux appuis

$$M_a^x = (-0.5) \times M_x$$

$$M_a^x = (-0.5) \times 98.82$$

$$M_a^x = -49.41\text{KNm}$$

$$M_a^y = (-0.5) \times M_y$$

$$M_a^y = (-0.5) \times 85.38$$

$$M_a^y = -42.69\text{KNm}$$

Moments en travée

$$M_t^x = (0.85) \times M_x$$

$$M_t^x = (0.85) \times 98.82$$

$$M_t^x = 84\text{KN.m}$$

$$M_t^y = (0.85) \times M_y$$

$$M_t^y = (0.85) \times 85.38$$

$$M_t^y = 72.57\text{KN.m}$$

A/Aux appuis :

- **Ferraillages avec $M_a^x = -49.4$ KNm** (Le signe (-) signifiée que la fibre supérieure est tendue)

$$\mu_u = \frac{M_a^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{49.4 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,072 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_{Sta}^x \frac{M_a^x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49.4 \times 10^3}{0,963 \times 22 \times 348} = 6.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 5HA14/ml = 7.70 cm², Avec un espacement St= 20 cm.

- **Ferraillages avec $M_a^y = -42.69$ KNm.**

$$\mu_u = \frac{M_a^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{42.69 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,062 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_{Sta}^y \frac{M_a^y}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{42.69 \times 10^3}{0,968 \times 22 \times 348} = 5.76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 4HA14/ml = 6.16 cm², Avec un espacement St= 25 cm.

B/En travée :

- **Ferraillages avec $M_t^x = 84$ KN.m**

$$\mu_u = \frac{M_t^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{84 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,122 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,122 \rightarrow \beta = 0,935$$

$$A_{St}^x \frac{M_t^x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{84 \times 10^3}{0,935 \times 22 \times 348} = 11.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 6HA16/ml = 12.06 cm², Avec un espacement St= 16 cm.

➤ **Ferraillages avec $M_t^y = 72.57$ KNm**

$$\mu_u = \frac{M_t^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{72.57 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,106 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,106 \rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_{st}^y \frac{M_t^y}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{72.57 \times 10^3}{0,944 \times 22 \times 348} = 10.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 5HA16/ml = 10.05 cm², Avec un espacement St= 20 cm.

CONCLUSION :

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en travées	6HA16=12.06cm ²	5HA16=10.05cm ²
Armatures en appuis	5HA14=7.70cm ²	4HA14=6.16 cm ²

Tableaux .VI-4 : Ferraillage du panneau de dalle à ELU.

➤ **Vérification à l'E.L.U :**

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 . b . h . \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} ;$$

Avec : $\rho_0 = 0,8\%$ pour les HA FeE400.

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 \times \frac{3 - 0,94}{2} = 2,06 \text{ cm}^2 .$$

• **Aux appuis :**

$$\left. \begin{array}{l} A_a^x = 6.7 \text{ cm}^2 \\ A_a^y = 5.76 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} > A_{\min} = 2.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

• **En travée :**

$$\left. \begin{array}{l} A_t^x = 11.74 \text{ cm}^2 \\ A_t^y = 10.04 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} > A_{\min} = 2.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

VI.5) Calcul à l'ELS :

$$q_s = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(124.96 - \frac{7405}{434.03}\right) \times 1\text{m} = 107.9\text{KN/ml}$$

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\nu=0.2 ; \rho = 0.94 \rightarrow \left. \begin{matrix} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.906 \end{matrix} \right\} \rightarrow \text{TABLES DE PIGEAUD.}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0491 \times 107.9 \times 4^2 = 84.76\text{KNm} \\ M_y = M_x \times \mu_y = 84.76 \times 0.906 = 76.8\text{KNm} \end{cases}$$

Remarque : Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la dalle au niveau des appuis (nervures), les moments calculés seront minorés en leurs affectant un coefficient de : (-0,5) sur appui et(0,85) en travées.

Moments aux appuis

$$\begin{aligned} M_a^x &= (-0.5) \times M_x \\ M_a^x &= (-0.5) \times 84.76 \\ M_a^x &= -42.38\text{KNm} \\ \\ M_a^y &= (-0.5) \times M_y \\ M_a^y &= (-0.5) \times 76.8 \\ M_a^y &= -38.4\text{KNm} \end{aligned}$$

Moments en travée

$$\begin{aligned} M_t^x &= (0.85) \times M_x \\ M_t^x &= (0.85) \times 84.76 \\ M_t^x &= 72.05\text{KN.m} \\ \\ M_t^y &= (0.85) \times M_y \\ M_t^y &= (0.85) \times 76.8 \\ M_t^y &= 62.28\text{KN.m} \end{aligned}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

X-X	Ms (KNm)	b (cm)	d (cm)	A (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}\text{MPa}$	Condition
travée	72.05	100	22	12.06	0.548	30.04	0.889	305.465548	10.16862	15	Vérifiée
appuis	42.38	100	22	6.79	0.309	41.82	0.912	311.081124	7.438573	15	Vérifiée
Y-Y	Ms (KNm)	b (cm)	d (cm)	A (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}\text{MPa}$	Condition
travée	62.28	100	22	10.05	0.457	34.02	0.889	316.853202	9.31373	15	Vérifiée
appuis	38.4	100	22	6.16	0.28	44.52	0.912	310.694091	6.97875	15	Vérifiée

Tableaux .VI-5 Vérifications des contraintes

VI.6) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 45\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

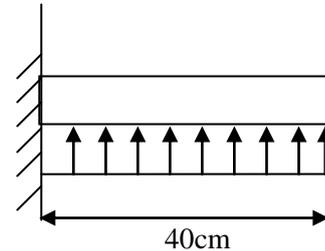


Fig. VI-4 Schéma statique du débord

- **Sollicitation de calcul :**

A l'ELU : $q_u = 147.4\text{KN/ml}$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-147.4 \times 0.40^2}{2} = -11.8\text{KN.m}$$

A l'ELS : $q_s = 107.9\text{KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-107.9 \times 0.40^2}{2} = -8.63\text{KN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

A) Armatures principales :

$b = 1\text{ m}$; $d = 22\text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2\text{ MPa}$; $\sigma_s = 348\text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.8 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.017 < \mu_\ell = 0.392$$

$$\mu_u = 0.017 \rightarrow \beta_u = 0.991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.8 \times 10^3}{0.991 \times 22 \times 348} = 1.56\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit **2HA10/ml = 2.57 cm²**

B) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.57}{4} = 0.64\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit **2HA8/ml = 1.01 cm²**

- **Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 100 \times 22 \times 2.1}{400} = 2.656 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2.57 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2.656 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on ferraille avec la section $A_{\min} = 2.656 \text{ cm}^2$.

Soit **4HA10/ml = 3.16 cm² avec St = 25 cm**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.16}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Soit **2HA8/ml = 1.01 cm².**

- **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes :**

La vérification des contraintes peut ne pas se faire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec α : Position de l'axe neutre.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.8}{8.63} = 1.37$$

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} = 0.062 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \text{ .condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VI.7) Ferrailage des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées, les caractéristiques de la nervure sont les suivantes:

$$H_n = 45 \text{ cm, } b = 30 \text{ cm, } c = 3 \text{ cm, } d = 42 \text{ cm.}$$

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

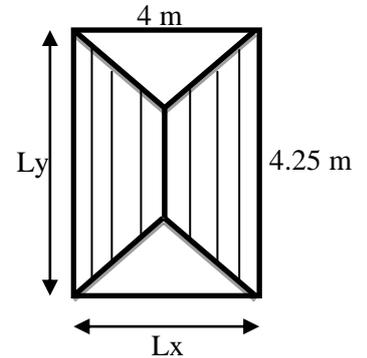
Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

SENS XX

$$\left. \begin{aligned} L_m &= 0.333L_x = 0.333 \times 4 = 1.332m \\ L_t &= 0.25L_x = 0.25 \times 4 = 1m \end{aligned} \right\} \text{Charges triangulaires.}$$

SENS YY

$$\left. \begin{aligned} L_t &= L_y \left(0.5 - \frac{\rho}{4} \right) = 4.25 \times \left(0.5 - \frac{0.94}{4} \right) = 1.126m \\ L_m &= L_y \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right) = 4.25 \times \left(0.5 - \frac{0.94^2}{6} \right) = 1.5m \end{aligned} \right\} \text{Chargement trapézoïdale}$$



VI.7.1. Charges à considérer :

$$q_u = 147.4KN / ml$$

$$q_s = 107.9KN / ml$$

SENS XX

$$q_{mu} = q_u \times L_m = 147.4 \times 1.332 = 196.34KN / ml$$

$$q_{ms} = q_s \times L_m = 107.9 \times 1.332 = 143.72KN / ml$$

$$q_{tu} = q_u \times L_t = 147.4 \times 1 = 147.4KN / ml$$

SENS YY

$$q_{mu} = q_u \times L_m = 147.4 \times 1.5 = 221.1KN / ml$$

$$q_{ms} = q_s \times L_m = 107.9 \times 1.5 = 161.85KN / ml$$

$$q_{tu} = q_u \times L_t = 147.4 \times 1.126 = 165.97KN / ml$$

VI.7.2. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel ETABS:

SENS XX

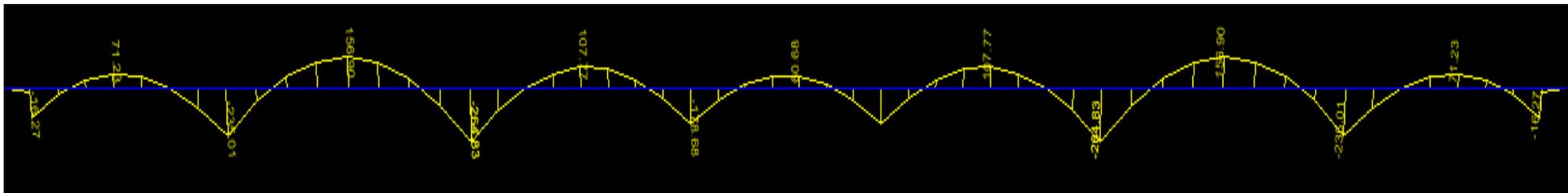


Fig VI-5 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

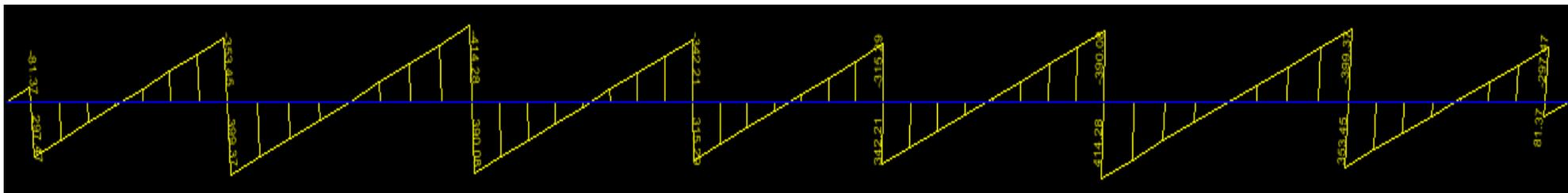


Fig VI-6 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

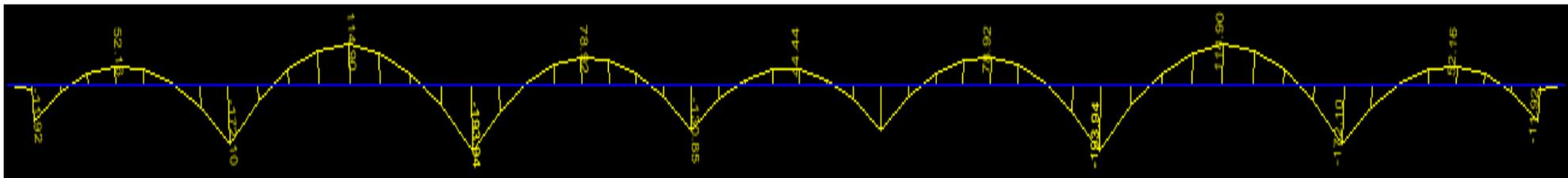


Fig VI-7 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

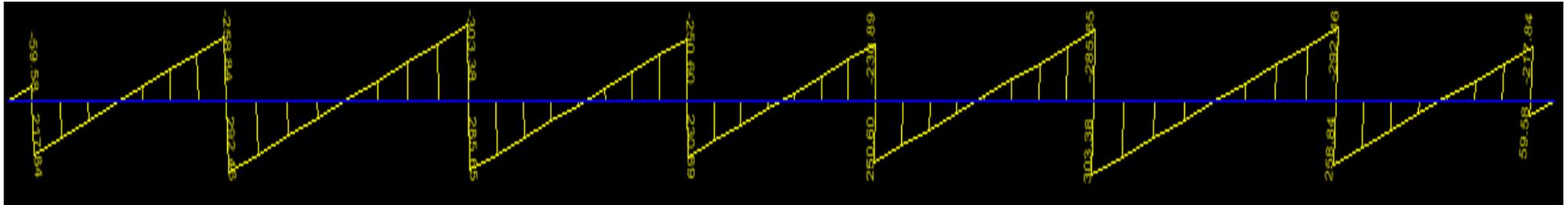


Fig VI-8 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

SENS YY

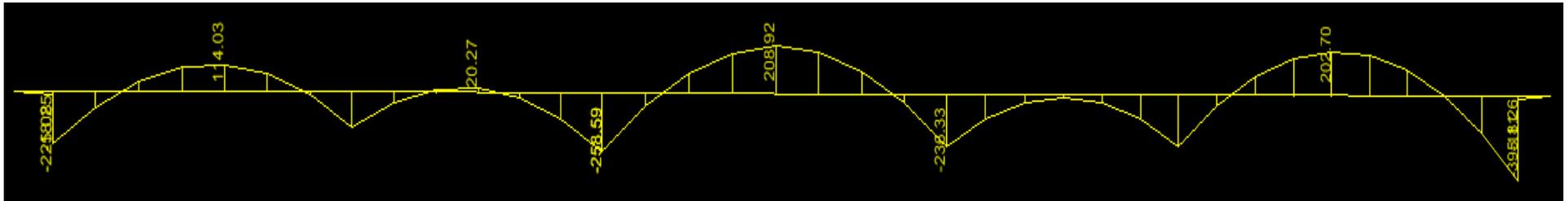


Fig VI-9 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

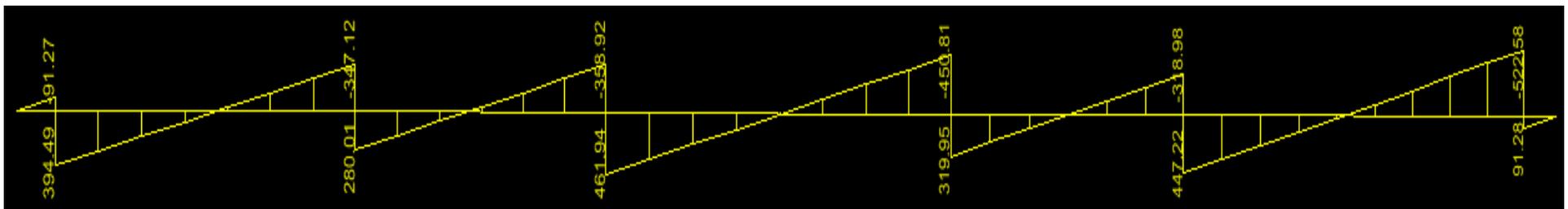


Fig VI-10 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

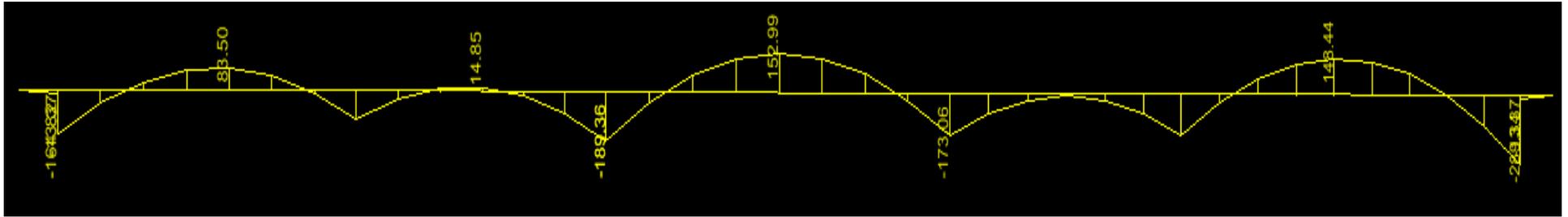


Fig VI-11 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

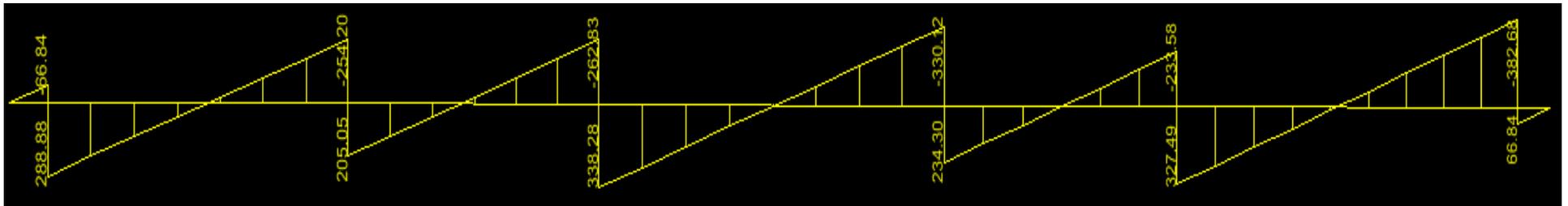


Fig VI-12 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

VI.7.3. Sollicitations maximales :**SENS XX**

Combinaison \ EFFORTS	ELU	ELS
M_t^{max} (KNm)	156.9	114.9
M_a^{max} (KNm)	-264.83	-193.94
T^{max} (KN)	414.28	303.38

Tableau.VI-6 Efforts tranchant et moments fléchissant max en travée et sur appuis Sens xx

SENS YY

Combinaison \ EFFORTS	ELU	ELS
M_t^{max} (KNm)	208.92	152.99
M_a^{max} (KNm)	-395.12	-289.34
T^{max} (KN)	522.58	382.68

Tableau.VI-7 Efforts tranchant et moments fléchissant max en travée et sur appuis Sens yy.

VI.7.4. Ferrailage des nervures à L'ELU :**SENS XX**

	Mu(KNm)	b(cm)	d(cm)	μ	β	Ast (cm ²)	A adopté (cm ²)
Travée	156.9	30	67	0.0820472	0.957	7.03164536	5HA14=7.69
Appuis	264.83	30	67	0.13848667	0.925	12.2792375	4HA20=12.56

Tableau.VI-8 Ferrailage des nervures aux appuis et en travées Sens xx

SENS YY

	Mu(KNm)	b(cm)	d(cm)	μ	β	Ast (cm ²)	A adopté (cm ²)
travée	208.92	30	67	0.10924984	0.942	9.51207066	7HA14=10.78
appuis	395.12	30	67	0.20661879	0.883	19.1917361	7HA20=21.99

Tableau.VI-9 Ferrailage des nervures aux appuis et en travées Sens yy.

VI.7.5. Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 67 \times 2.1}{400} = 2.43 \text{cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_U}{d \times b} < \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa}$$

(SENS XX)

$$T_u^{\max} = 414.28 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{414.28 \times 10^3}{300 \times 670} = 2.06 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(SENS YY)

$$T_u^{\max} = 522.58 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{522.58 \times 10^3}{300 \times 670} = 2.6 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales**

$$\phi \geq \frac{\phi_t}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{mm}$$

Soit HA 8 , On prend un cadre et un étrier.

➤ **Espacement des armatures :**

• **En zone nodale** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \left(\frac{70}{4}; 12 \times 2\right) = 17.5cm$

On opte pour $S_t = 10cm$.

• **En zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = 35cm$

On opte pour $S_t = 20 cm$.

VI.7.6. Vérification à l'ELS :

Vérification de la condition $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$ pour les contraintes dans le béton.

SENS XX

✓ **Aux appuis :**

$M_s = 193.94KN \Rightarrow \mu = 0.101 \Rightarrow \alpha = 0.1348$

$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{264.83}{193.93} = 1.365$

$\alpha = 0.1348 < \frac{1.365-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.432 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

✓ **En travée :**

$M_s = 114.9KN \Rightarrow \mu = 0.06 \Rightarrow \alpha = 0.0774$

$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{156.9}{114.9} = 1.365$

$\alpha = 0.0774 < \frac{1.365-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.432 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

SENS YY

✓ **Aux appuis :**

$M_s = 289.34KN \Rightarrow \mu = 0.151 \Rightarrow \alpha = 0.2071$

$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{395.115}{289.34} = 1.365$

$\alpha = 0.2071 < \frac{1.365-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.432 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

✓ **En travée :**

$$M_s = 152.99 \text{ KN} \Rightarrow \mu = 0.08 \Rightarrow \alpha = 0.1044$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_s} = \frac{208.92}{152.99} = 1.365$$

$$\alpha = 0.1044 < \frac{1.365 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.432 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée. Alors, n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

VI.7.7. Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Ces armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteurs. Leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi, mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 70 cm . La quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0,70 = 2.1 \text{ cm}^2 \text{ par parois.}$$

Soit **2HA12** Avec un épingle **T8**.

Conclusion générale

Le rôle de l'ingénieur en génie civil dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

La conception et l'évaluation des sollicitations des éléments de la structure sont effectuées automatiquement par le programme ETABS une fois que les caractéristiques géométriques des éléments de la structure (dimension des poutres ; poteaux...) et mécaniques des matériaux sont introduite manuellement.

D'après les calculs et les vérifications établis, on constate que la structure pourra résister à d'éventuels chargements dynamiques.

Bibliographie

1- **"Cours de béton armé B.A.E.L.91: calcul des éléments simples et des structures en béton armé"**

JEAN Pierre mougin

Edition 1997 - Eyrolles

2- **"Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93"**.

Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-41.

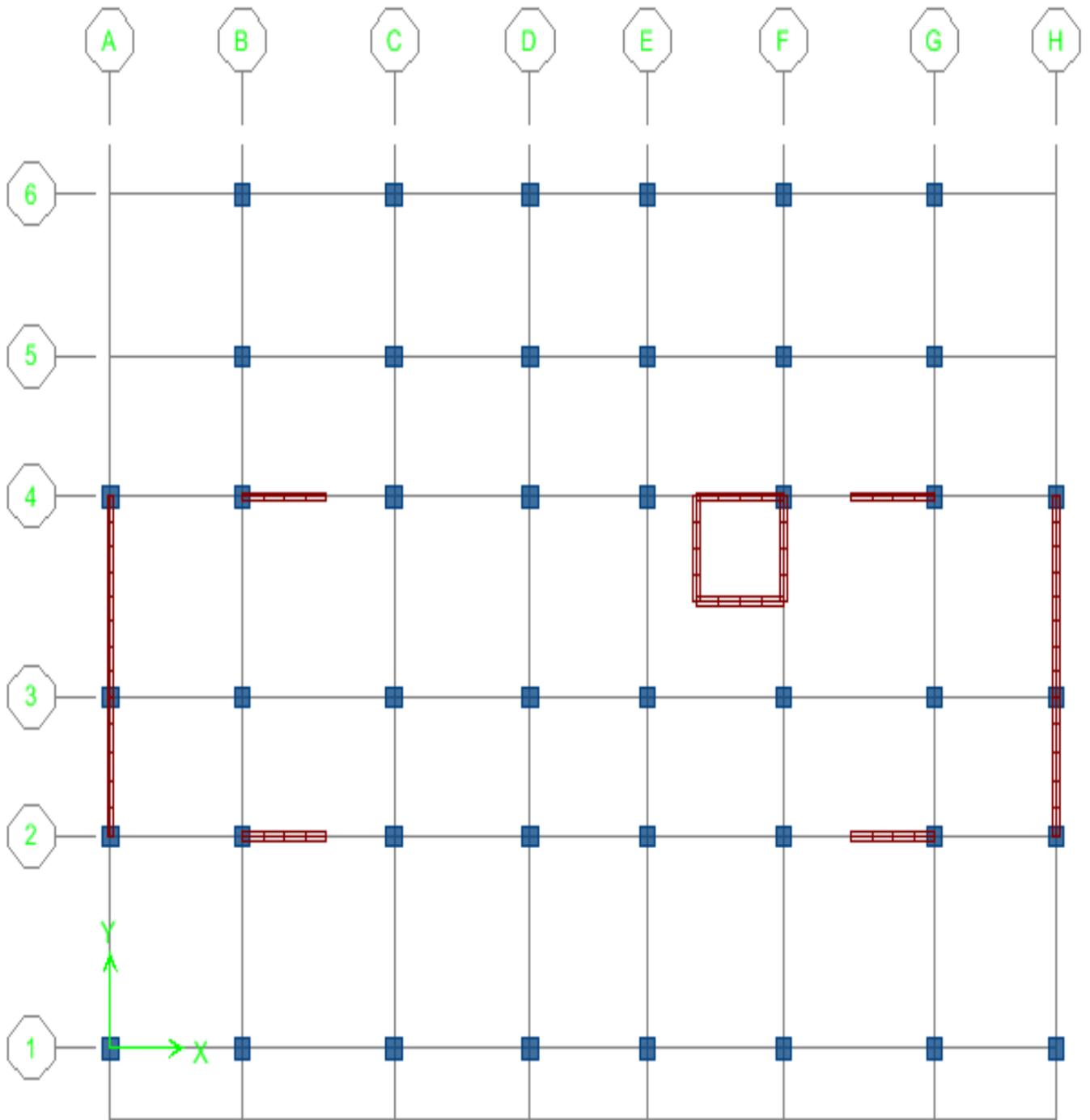
3- **" B.A.E.L.91 : Règles techniques de conception et de calcul et constructions des ouvrage en béton armé suivant la méthode des états limites"**

Edition 1993 – Eyrolles

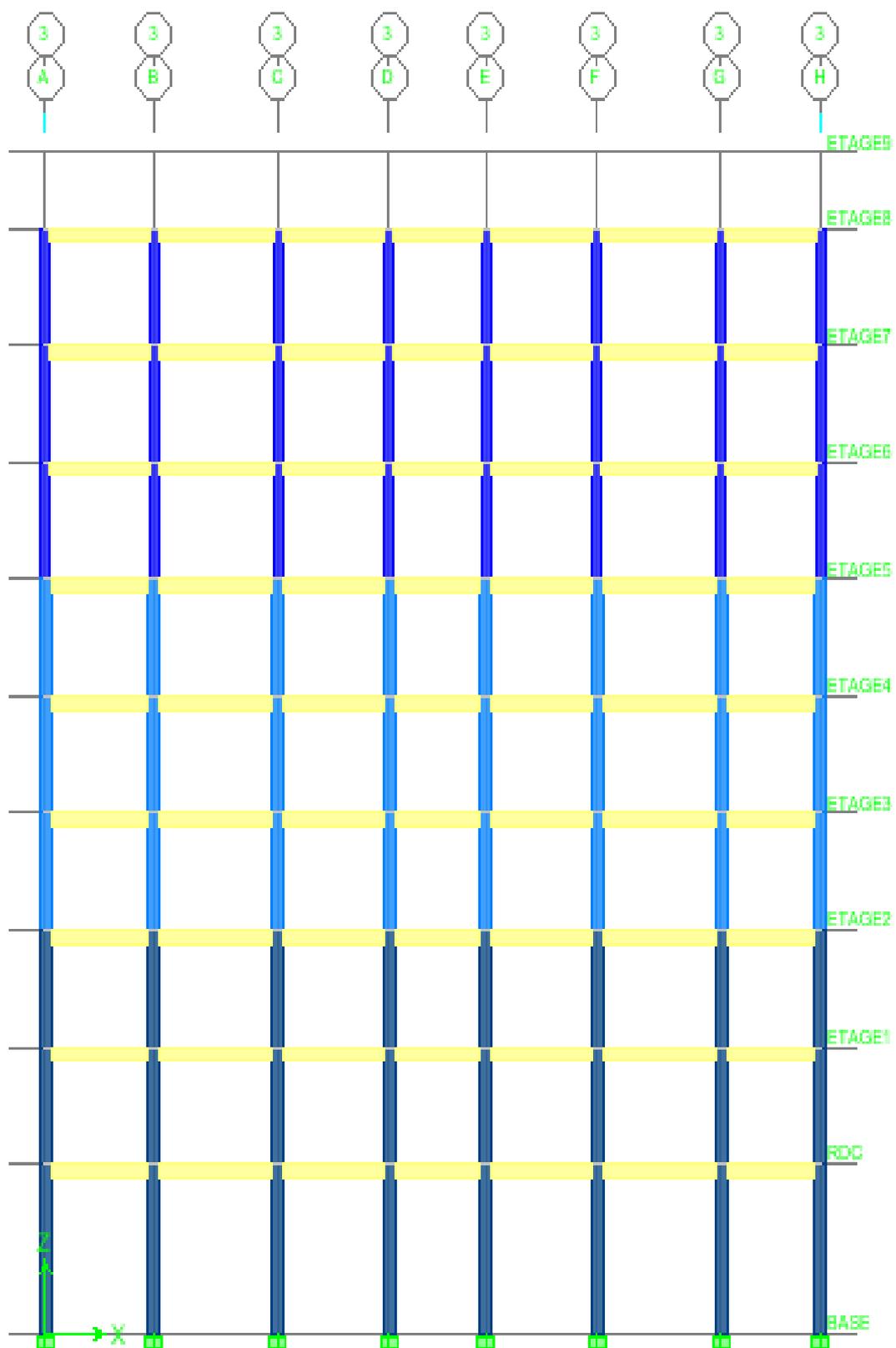
4- **"Règles parasismiques algériennes R.P.A99/version 2003"**.

Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-48.

5-**DTR B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations » CGS, Alger 1989.**

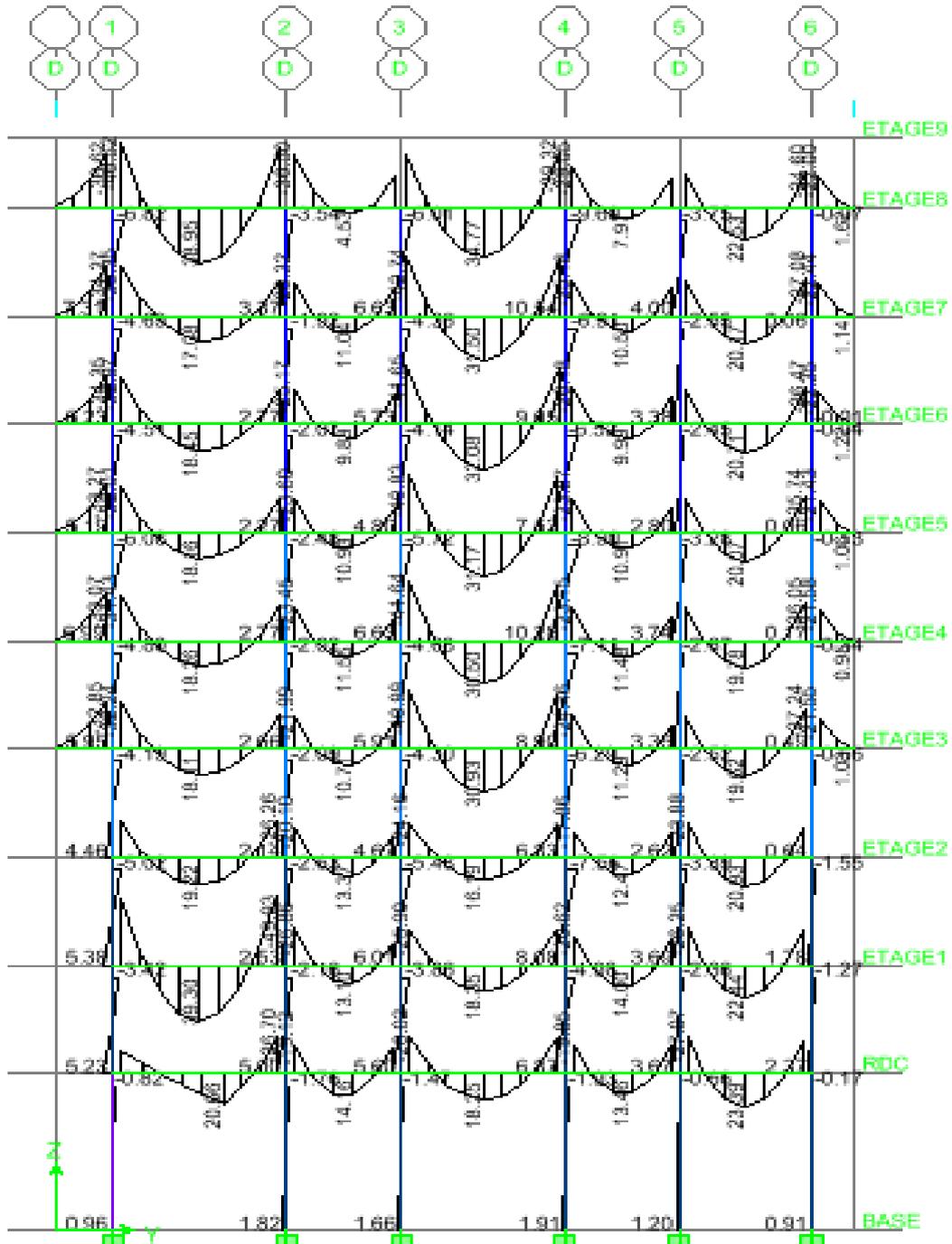


VUE EN PLAN DE LA STRUCTURE



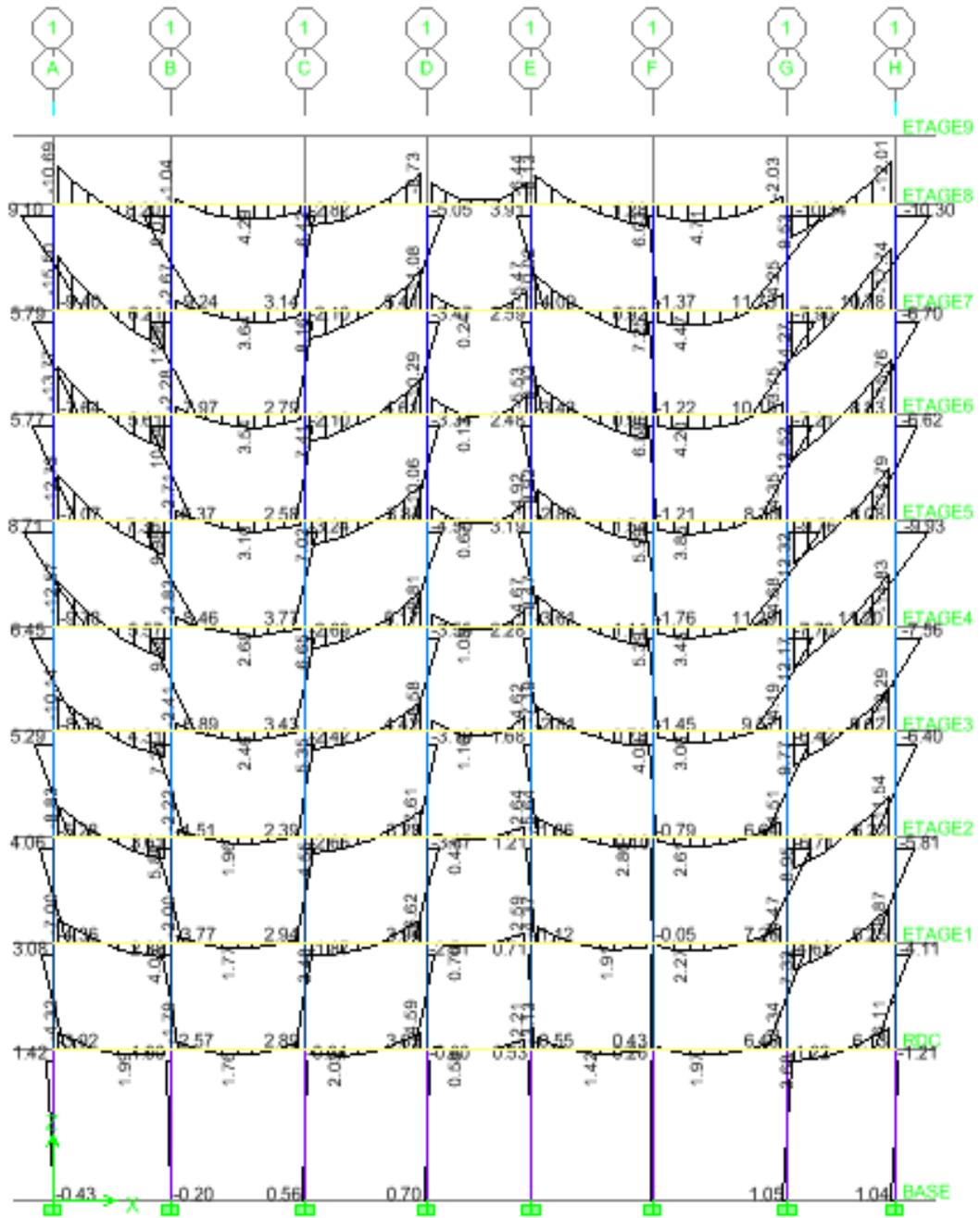
VUE EN ELEVATION DE LA STRUCTURE

Elevation View - D Moment 3-3 Diagram (ELU)



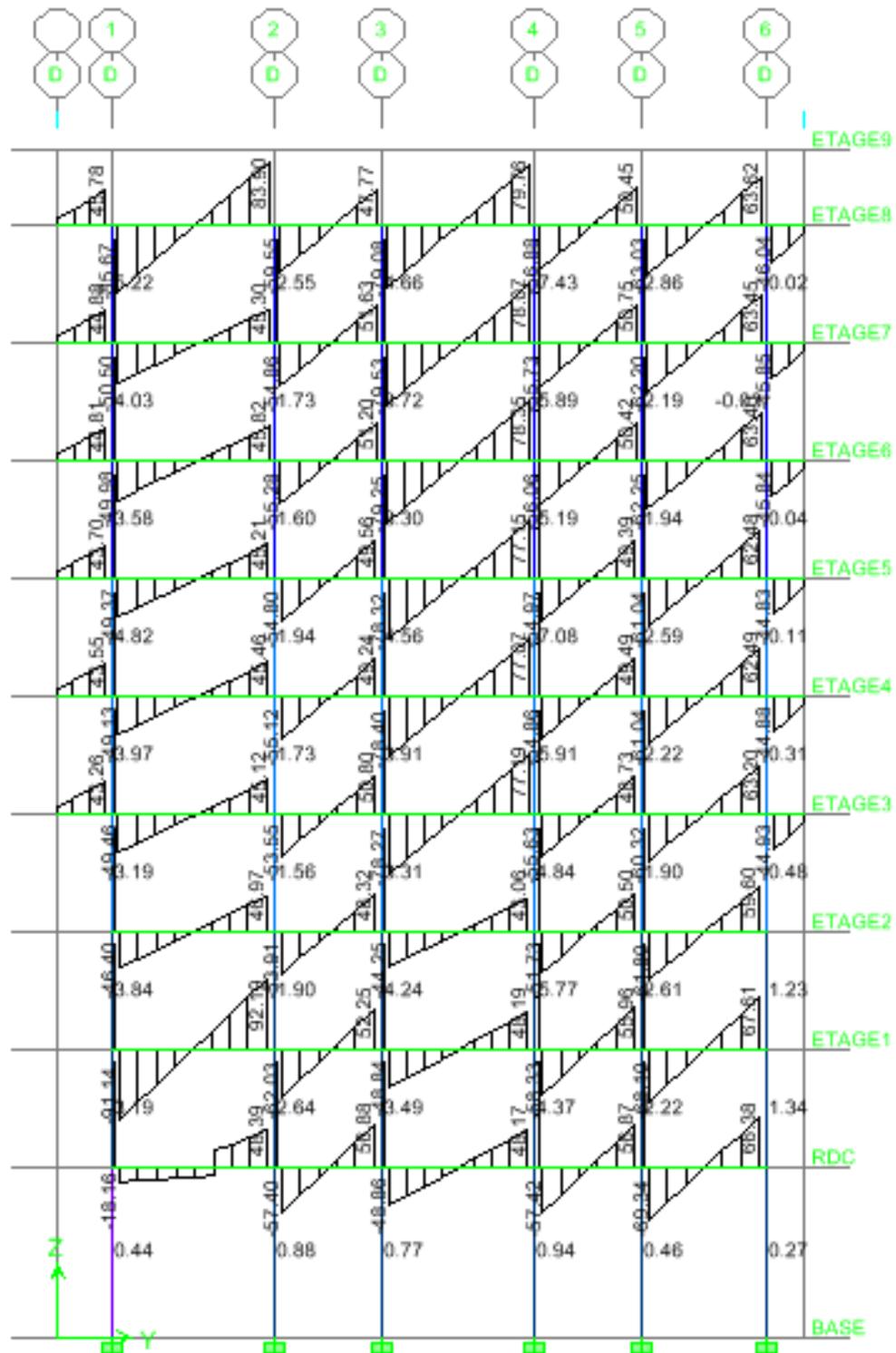
DIAGRAMMES DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELU

Elevation View - 1 Moment 3-3 Diagram (ELS)

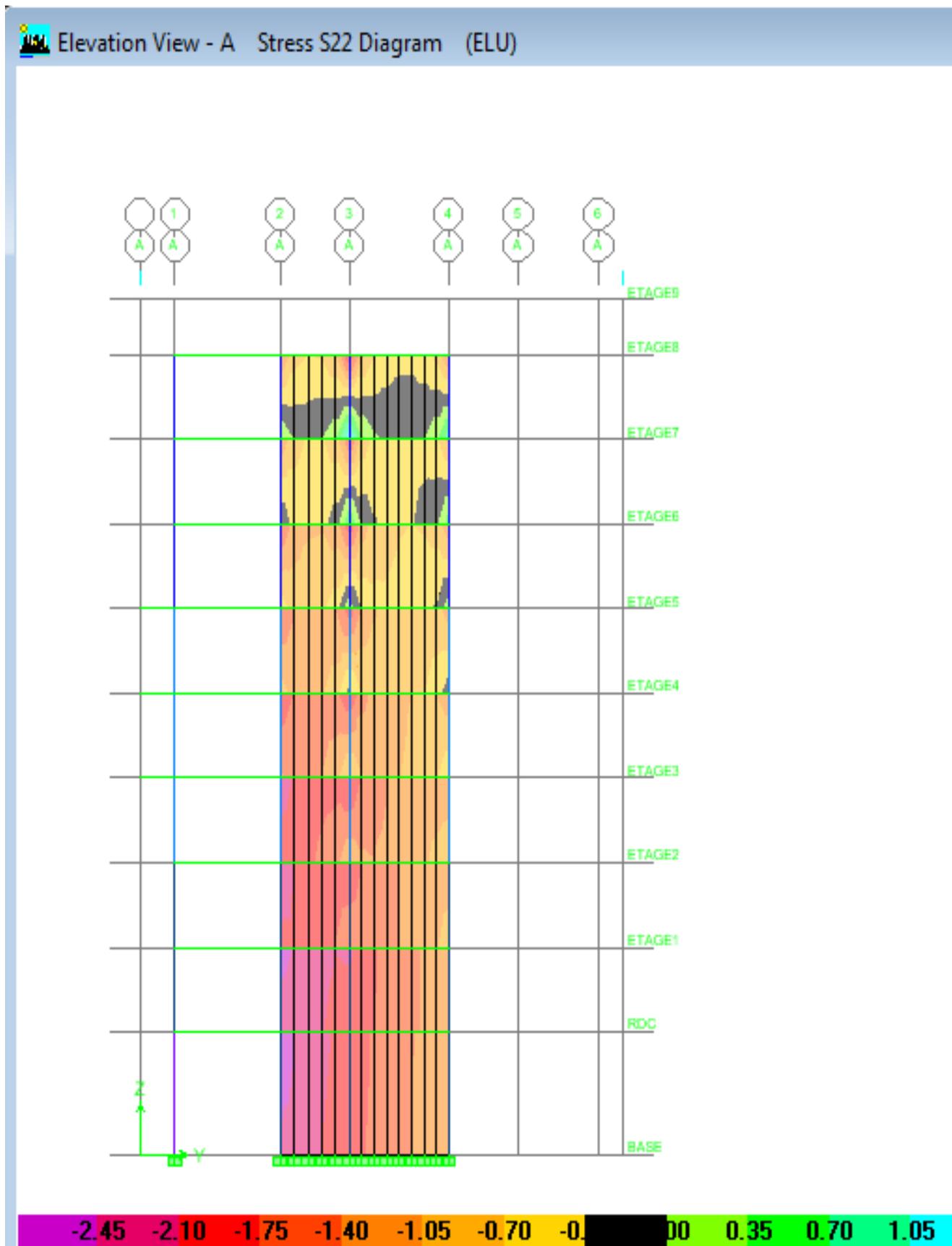


DIAGRAMMES DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELS

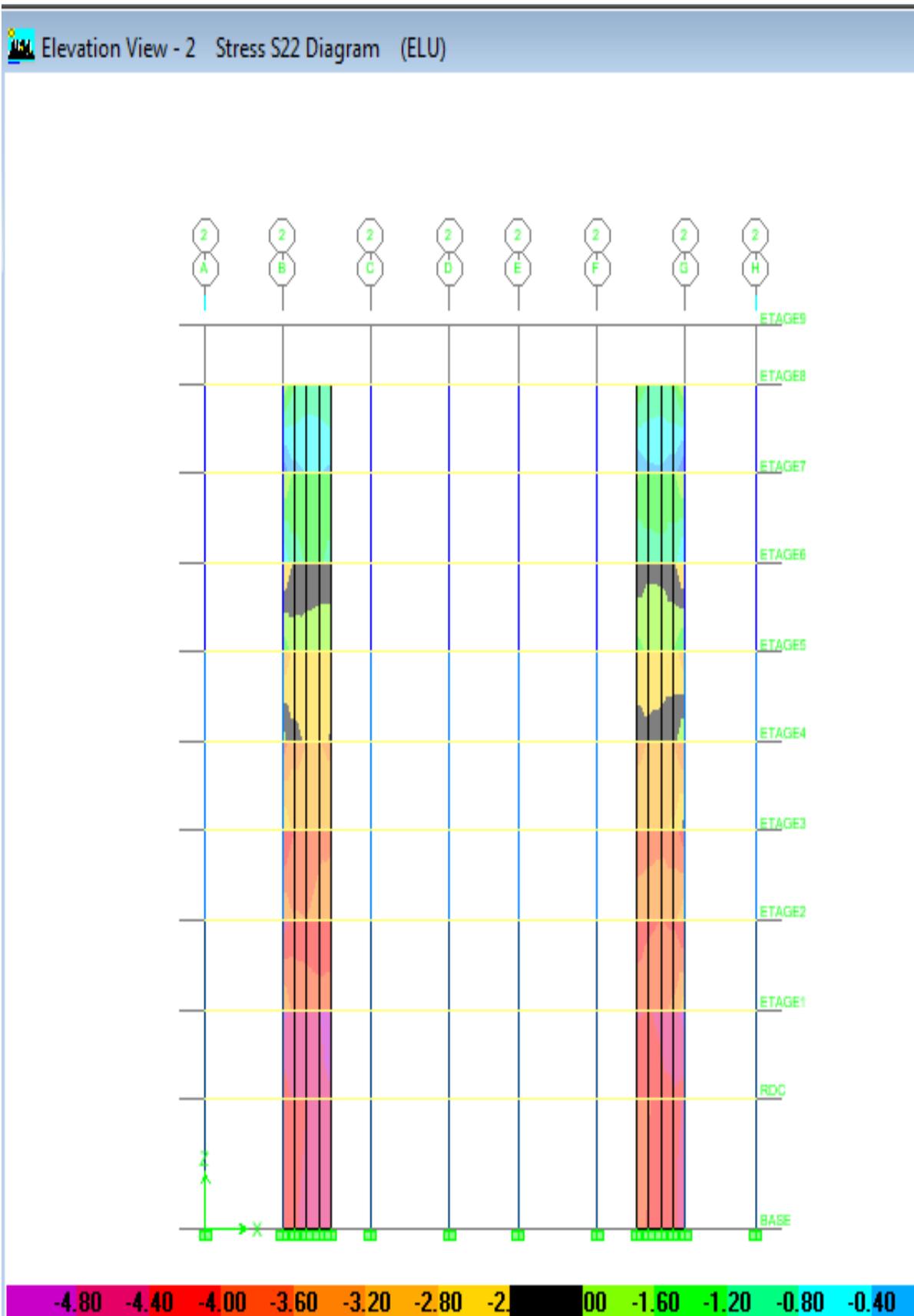
Elevation View - D Shear Force 2-2 Diagram (ELU)



DIAGRAMMES DES EFFORTS TRANCHANT A L'ELU



DIAGRAMMES DES CONTRAINTES DANS LES VOILES



DIAGRAMMES DES CONTRAINTES DANS LES VOILES