

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*

**UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI de TIZI- OUZOU**

**FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION**

*Département de Génie civil*



# Mémoire de fin d'étude



*En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil.*

*Option : Construction Civiles et Industrielles.*

## Thème

***Etude d'une Structure d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation et commercial  
contreventée par voile avec le logiciel ETABS***



***Dirigé par : Mr. LOUZAI.A***

***Présenté par :***

***M<sup>elle</sup> KEDDAM LIZA***

***M<sup>elle</sup> KHALDI LYSA***

***Année universitaire : 2018/ 2019***

# Remerciement

*Avant tout nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et la volonté d'achever ce modeste travail.*

*Nos remerciements les plus chaleureux vont vers nos chers parents qui nous ont soutenu et étaient à nos côtés durant tout notre cursus.*

*Nous tenons aussi à remercier notre promoteur*

*Mr Louzai .A qui est le guide et l'exemple du sérieux dans le travail.*

*Sans oublier tous les enseignants du département « génie civil » et Le personnel de la bibliothèque.*

*Nous remercions nos familles respectives **Keddam et Khaldi** et tous nos ami(e)s*

*Nos sincères sentiments vont à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet.*

*Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail :*

*A mes très chers parents pour leurs soutiens, leurs conseils, leurs sacrifices .....Sans eux on ne sera jamais ce que l'on est aujourd'hui Dieu vous bénisse et vous protège.*

*A mes chers frères (Anis et Nadir).*

*A toute ma famille*

*A ma chère amie et binôme Liza*

*A tous mes amis(es) (Selia ,lamia , Lydia, Yacine, Aghiles, Lotfi, Karim, ....)*

*A toute la promotion 2018 /2019*

*A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Lysa.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail :*

*A mes très chers parents pour leurs soutiens, leurs conseils, leurs sacrifices .....Sans eux on ne sera jamais ce que l'on est aujourd'hui Dieu vous bénisse et vous protège.*

*A mes chers frères ( Nadjib et Halim)*

*A mes belles sœurs ( Kahina et Thanina)*

*A toute ma famille*

*A ma chère amie et binôme Lysa*

*A tous mes amis(es) (Selia, Karim , Lotfi , Aghiles....)*

*A toute la promotion 2018 /2019*

*A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Liza.*

---

# Sommaire

## Introduction Générale

### Chapitre I : Description de l'ouvrage et des matériaux

I Introduction.....	1
I-1 Présentation et Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	1
I-1-1 Présentation de l'ouvrage .....	1
I-1-2 Caractéristiques géométriques l'ouvrage .....	1
I-3Élémentsconstitutifs de la structure .....	2
I-4 Principes des justifications .....	5
I-5caractéristiques des matériaux .....	6

### Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II Introduction .....	11
II-1 Pré-dimensionnement des éléments .....	11
II-2-1 Planchers .....	11
II-2-2 Dalles pleines .....	12
II-2-3 Poutres.....	13
II-2-4 Voiles .....	15
II-2-5 Poteaux.....	17
II-3 Détermination des charges et des surcharges .....	18
II-3-1 charges permanentes .....	18
II-3-2 surcharges d'exploitations .....	21
II-4descente de charge.....	21
II-4-1surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	21
II-4-2 calculdu poids propre des éléments .....	22
II-4-3 calcul des surcharge d'exploitation.....	23
II-4-4 dégression vertical des surcharges d'exploitation.....	23
II-5 Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA .....	25
II-6 Vérification de la résistance des poteaux au flambement .....	27
II-7 conclusion.....	28

## Chapitre III :calcul des éléments

III-1 Acrotère .....	29
III-1-1 schémas statiques.....	29
III-1-2 calcul des efforts .....	30
III-1-3 combinaisons de charges .....	30
III-1-4 Ferrailage .....	30
III-1-5 vérifications à l'ELU .....	32
III-1-6 vérifications des contraintes à l'ELS.....	43
III-1-7 vérifications de l'acrotère au séisme .....	34
III-2 Calcul des planchers .....	36
III-2-1 introduction.....	36
III-2-2 calcul des armatures.....	36
III-2-3 étude des poutrelles .....	37
III-2-4 choix de la méthode de calcul.....	41
III-2-5 exposé de la méthode de calcul .....	42
III-2-6 application de la méthode forfaitaire .....	43
III-2-7ferrailage à l'ELU .....	53
III-2-8vérification à l'ELU .....	55
III-2-9calcul à l'ELS .....	57
III-2-10vérification à l'ELS .....	63
III-3 calcul des balcons .....	67
III-3-1 Introduction .....	67
III-3-2 dimensionnement du balcon .....	67
III-3-3 détermination des charges et surcharges du balcon.....	67
III-3-4 combinaison des charges .....	68
III-3-5 calcul des moments fléchissant .....	68
III-3-6ferrailage.....	69
III-3-7vérification à l'ELU.....	69
III-3-8 vérification à l'ELS .....	71
III-3-9 conclusion.....	72
III-4 Escaliers .....	74
III-4-1 introduction.....	74
III-4-2 étude de l'escalier des étages courants .....	74
III -4-2-1 Dimensionnement.....	75
III-4-2-2Détermination des charges et surcharge.....	76
III-4-2-3Calcul à L'ELU .....	78
III-4-2-4ferrailage .....	82
III-4-2-5 Vérification à L'ELU .....	83
III-4-2-6calcul à L'ELS.....	85
III-4-2-7 Vérification à L'ELS .....	89

III-5 Calcul de la poutre palière .....	94
III-5-1 Pré-dimensionnement .....	94
III-5-2 Détermination des charge et surcharge revenant à la poutre palière .....	95
III-5-3 Calcul à L'ELU .....	95
III-5-4 Vérification à L'ELU .....	98
III-5-5 Calcul à L'ELS101 .....	
III-5-6 Vérification à L'ELS .....	103
III-6 Calcul de la poutre de chaînage .....	105
III-6-1 Pré-dimensionnement de la poutre de chaînage .....	105
III-6-2 Détermination des charge et surcharge revenant à la poutre chaînage .....	105
III-6-3 combinaison des charges .....	106
III-6-4 étude de la poutre de chaînage à l'ELU .....	106
III-6-5 Calcul à L'ELS .....	110
III-6-6 conclusion 1 12 .....	

## **Chapitre IV: Etapes de modélisation avec logiciel ETABS**

IV Introduction .....	114
IV-1 modélisation .....	114
IV-2 présentation de l'ETABS .....	115
IV-3 Étapes de modélisation .....	115

## **Chapitre V: Vérification des exigences du RPA**

V Introduction .....	129
V-1 objectifs et exigences .....	129
V-2 méthodes de calcul .....	129
V-3 Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 mod 2003 .....	129
V-3-1 Justification du système de contreventement .....	129
V-3-2 La période de l'ETABS et le Pourcentage de participation de la masse modale .....	132
V-3-3 Nombre de mode à considérer .....	133
V-3-4 Vérification de l'effort tranchant à la base .....	134
V-3-5 Vérification des déplacements relatifs .....	140
V-3-6 Déplacement maximal .....	142
V-3-7 Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ .....	143
V-3-8 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux .....	145
V-4 Conclusion 1 .....	45

## **Chapitre VI : Ferrailages des poutres**

VI Ferrailage des poutres .....	146
VI-1 Introduction.....	146
VI-2 Recommandation de l’RPA .....	146
VI-3 Les étapes de calculs.....	147

## **Chapitre VII: Ferrailages des poteaux**

VII Ferrailages des poteaux .....	161
VII-1 Introduction .....	161
VII-2 Recommandation du RPA 99/Version 2003 .....	161
VII-3 Exposé de la méthode de calcul à l’ELU .....	163
VII-4 Calcul du ferrailage des poteaux .....	164
VII-5 Vérification à L’ELU .....	169
VII-6 Vérification à L’ELS .....	172

## **Chapitre VIII: Ferrailages des voiles**

VIII Ferrailages des poteaux .....	174
VIII-1 Introduction.....	174
VIII-2 Exposé de la méthode de calcul .....	174
VIII-3 Détermination des diagrammes de contraintes .....	174
VIII-4 Détermination des armatures .....	175
VIII-5 Les vérifications à l’ELS.....	178
VIII-6 Exemple de calcul .....	182
VIII-7 vérifications.....	184

## **Chapitre IX: Etude de l’infrastructure**

IX Etude de l’infrastructure.....	192
IX-1 Introduction.....	192
IX-2 Dimensionnement .....	193
IX-2-1 Semelles isolées sous poteaux .....	193
IX-2-2 Exemple de calcul .....	194
IX-2-3 Semelles filantes.....	194
IX-3 Radier général.....	197
IX-3-1 Pré-dimensionnement du radier.....	198
IX-3-2 Détermination des sollicitations .....	200
IX-3-3 Détermination de la surface du radier .....	200
IX-3-4 détermination des efforts à la base du radier .....	201
IX-3-5 Vérifications .....	202

IX-3-6 conclusion.....	205
IX-4 Ferrailage du radier.....	206
IX-5 Ferrailage de la nervure .....	214
IX-5-1Détermination des sollicitations. ....	215

### **ChapitreX:Etude du mur plaque**

X-1 Introduction.....	222
X-2 Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol.....	222
X-3Méthode de calcul .....	223
X-3-1 Calcul des sollicitation.....	223
X-3-2 Diagramme des contraintes.....	224
X-3-3 Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m .....	224
X-4 Ferrailage du mur plaque .....	224
X-4-1 Méthode de calcul.....	224
X-4-2 Détermination des moments .....	224
X-4-3Identification de panneau.....	225
X-4-4Calcul à l'ELU .....	225
X-4-5Calcul à l'ELS .....	225
X-4-6Calcul des sections d'armatures .....	226
X-5Recommandations du RPA .....	226
X-5-1Vérification des contraintes .....	227

# Liste des tableaux

Tableau I-1 : contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de $\gamma_s$ .....	Page 9
Tableau II-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA. ....	Page 15
Tableau II-2 : Charges revenant au plancher corps creux terrasse. ....	Page 28
Tableau II-3 : charge revenant au plancher corps creux étage courant.....	Page 19
Tableau II-4 : charge revenant à la dalle pleine.....	Page 20
Tableau II-5 : charge revenant aux murs extérieurs.....	Page 20
Tableau II-6 : surcharge d'exploitation.....	Page 21
Tableau II-7 : valeurs des coefficients dégression $\frac{3+n}{2n}$ .....	Page 24
Tableau II-8 : descente des charges pour les poteaux.....	Page 25
Tableau III-2-1 : tableau récapitulatif des moments aux appuis et en travée.....	Page 48
Tableau III-3-1 : Charges permanentes du balcon.....	Page 67
Tableau III-3-2 : Charge due au poids propre du garde corps.....	Page 68
Tableau III-4-1 : Poids des revêtements.....	Page 76
Tableau III-4-2: Charges et surcharges revenant au palier.....	Page 77
Tableau III-4-3 : Charges et surcharges revenant au paillasson.....	Page 77
Tableau V-1: valeurs de la période T.....	Page 136
Tableau V-2 : valeurs des pénalités suivant x-x.....	Page 137
Tableau V-3: valeurs des pénalités suivant y-y.....	Page 137
Tableau V-4 : Déplacements inter-étage.....	Page 141
Tableau V-5 : effet P- $\Delta$ sens x-x.....	Page 144
Tableau V-6 : effet P- $\Delta$ sens y-y.....	Page 144

Tableau VI-1 : représentatif des sections minimales et maximales des armatures.....	Page 146
Tableau VI-2: Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier.....	Page 148
Tableau VI-3 : ferrailage des poutres principales en travée.....	Page 149
Tableau VI-4 : ferrailage des poutres principales aux appuis supérieurs.....	Page 149
Tableau VI-5 : ferrailage des poutres principales aux appuis inférieurs .....	Page 149
Tableau VI-6 : ferrailage des poutres principales proches du voile .....	Page 150
Tableau VI-7 : ferrailage des poutres secondaires en travée .....	Page 150
Tableau VI-8: ferrailage des poutres secondaires aux appuis supérieur.....	Page 150
Tableau VI-9 : ferrailage des poutres secondaires aux appuis inférieurs.....	Page 151
Tableau VI-10 : ferrailage des poutres secondaires proches du voile.....	Page 151
Tableau VI-11: Vérification du ferrailage des poutres principales loin du voile à l'ELS.....	Page 157
Tableau VI-12 : Vérification du ferrailage des poutres principales proche du voile à l'ELS.....	Page 157
Tableau VI-13 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires loin du voile à l'ELS.....	Page 158
Tableau VI-14 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires proche du voile à l'ELS...	Page 158
Tableau VI-15 : Récapitulation des différents ferrailages des poutres.....	Page 160
Tableau VII-1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.....	Page 161
Tableaux VII-2: ferrailages des poteaux (50x50).....	Page 166
Tableaux VII-3: ferrailages des poteaux (45x45).....	Page 166
Tableaux VII-4 : ferrailages des poteaux (40x40).....	Page 166
Tableau VII-5: Choix des armatures longitudinales.....	Page 167
Tableau VII-6 : Valeurs de $\lambda_g$ et $p_a$ pour les différentes sections des poteaux.....	Page 168

Tableau VII-7 : sections minimales des armatures transversales.....	Page 168
Tableau VII-8 : détermination des armatures transversales des poteaux.....	Page 169
Tableau VII-9 : vérification du ferrailage a l'ELS.....	Page 172
Tableau VII-10 : vérification des contraintes.....	Page 173
Tableau VIII-1 : Tableau des diagrammes des contraintes.....	Page 175
Tableau VIII-2 : Tableau des armatures verticales.....	Page 175
Tableau VIII-3 : Tableau efforts internes dans le voile longitudinal VL1.....	Page 179
Tableau VIII-4 : Tableau efforts internes dans le voile longitudinal VL2.....	Page 179
Tableau VIII-5 : Tableau efforts internes dans le voile transversal VT1.....	Page 180
Tableau VIII-6 : Tableau efforts internes dans le voile transversal VT2.....	Page 180
Tableau VIII-7 : Tableau efforts internes dans le voile transversal VT3.....	Page 181
Tableau VIII-8 : Tableau efforts internes dans le voile transversal VT4.....	Page 181
Tableau VIII-9 : Caractéristiques géométriques.....	Page 182
Tableau VIII-10 : Ferrailage adopté pour tout le voile.....	Page 184
Tableau VIII-11 : ferrailage des voiles longitudinales VL1.....	Page 186
Tableau VIII-12 : ferrailage des voiles longitudinales VL2.....	Page 187
Tableau VIII-13 : Ferrailage du voile transversal VT1.....	Page 188
Tableau VIII-14 : Ferrailage du Voile transversale VT2.....	Page 189
Tableau VIII-15) : Ferrailage du Voile transversal VT3.....	Page 190
Tableau VIII-16) : Ferrailage du Voile transversal VT4.....	Page 191
Tableau IX-1 : semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	Page 225
Tableau IX-2 : semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....	Page 226
Tableau IX-3 : Résultante des charges sous poteaux.....	Page 200

Tableau IX-4 : tableau vérification à L'ELS.....	Page 221
Tableau IX-5 : tableau vérification à L'ELS.....	Page 223
Tableau X-1: Ferrailage du mur plaque.....	Page 229
Tableau X-2: vérification des contraintes a ELS.....	Page 230

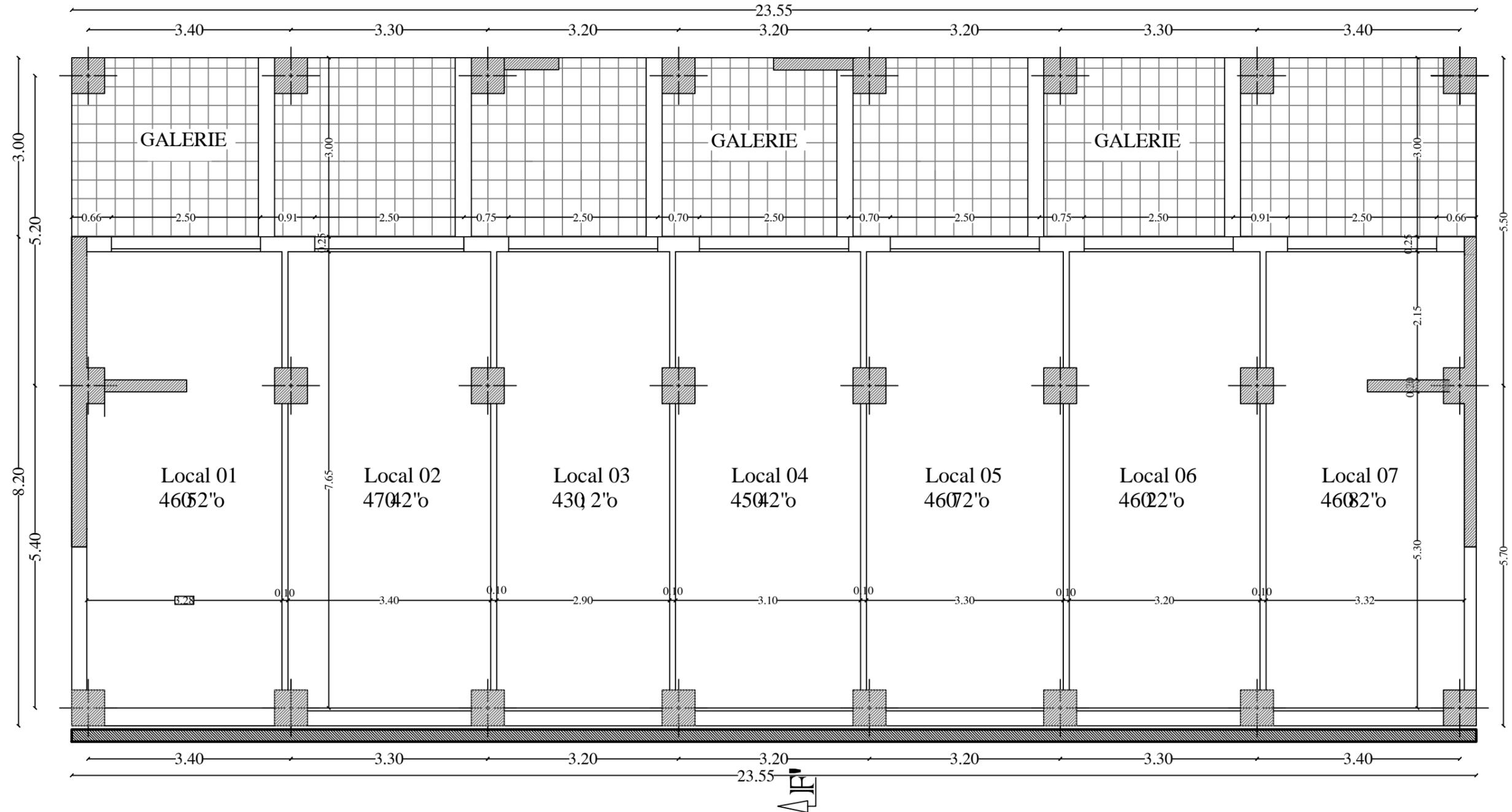
# Liste des figures

Figure I-1 : plancher en corps creux.....	Page 03
Figure I-2: Plancher en dalle pleine.....	Page 03
Figure I-3: Principaux termes relatifs à un escalier.....	Page 04
Figure I-4 : maçonnerie.....	Page 04
Figure I-5: Diagramme contrainte – déformation.....	Page 09
Figure II-1: Coupe d'un plancher corps creux.....	Page 12
Figure II-2 : Coupe de voile en élévation .....	Page 15
Figure II-3: coupe verticale des différents voiles.....	Page 16
Figure II-4 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible .....	Page 18
Figure II-5 : Coupe du plancher corps creux étage courant.....	Page 19
Figure II-6 : coupe transversale de la dalle pleine.....	Page 19
Figure II-7 : Coupe transversale du mur double cloison .....	Page 20
Figure II-8 : Surface d'influence sur le poteau.....	Page 21
Figure II-9 : valeur des coefficients dégression $\frac{3+n}{2n}$ .....	Page 24
Figure III-1-1: Coupe verticale de l'acrotère .....	Page 29
Figure III-1-2: Schémas statiques de l'acrotère .....	Page 29
Figure III-1-3: Coffrage et ferrailage de l'acrotère.....	Page 35
Figure III-2-1: Coupe verticale d'un plancher en corps creux .....	Page 36
Figure III-2-2: Schéma statique du treillis soudé .....	Page 37
Figure III-2-3: Coupe vertical d'une poutrelle .....	Page 38
Figure III-2-4: Schéma statique d'une travée de la poutrelle .....	Page 39
Figure III-2-5:coefficients de correction des moments aux appuis.....	Page 43
Figure III-2-6: Schéma statique de la poutrelle .....	Page 43

Figure III-2-7: Valeurs des moments sur appuis .....	Page 44
Figure III-2-8: diagramme des moments fléchissant. ....	Page 49
Figure III-2-9 : diagramme des efforts tranchant.....	Page 49
Figure III-2-10: Correction des moments sur appuis.....	Page 57
Figure III-2-11: diagramme des moments fléchissant. ....	Page 62
Figure III-2-12: diagramme des efforts tranchants.....	Page 62
Figure III-2-13: Plan de ferrailage du plancher en corps creux.....	Page 66
Figure III-2-14 : Plan de ferrailage de poutrelle.....	Page 66
Figure III-3-1 : Schéma ferrailage du balcon.....	Page 73
Figure III-4-1 : Escalier .....	Page 74
Figure III-4-2 : Schéma statique de l'escalier d'étage courant.....	Page 74
Figure III-4-3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	Page 81
Figure III-4-4 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	Page 88
Figure III-4-5 : schéma de ferrailage de l'escalier.....	Page 88
Figure III-5-1: schéma statique de la poutre palière.....	Page 94
Figure III-5-2 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU....	Page 96
Figure III-5-3: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	Page 102
Figure III-5-4 : Ferrailage de la poutre palière.....	Page 104
Figure III-6-1 : schéma statique d'une poutre.....	Page 105
Figure III -6-2 : diagramme des efforts internes à l'E.L.U.....	Page 106
Figure III -6-3 : diagramme des efforts internes à l'E.L.S.....	Page 110
Figure III-6-4 : Ferrailage de la poutre de chaînage.....	Page 113
Figure IV-1: vue en trois dimensions de la structure .....	Page 127
Figure VIII-1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	Page 176
Figure IX-1: Fondations superficielles (gauche) et fondations profondes (droite)....	Page 192
Figure IX-2 : Schéma de la semelle isolée.....	Page 194
Figure IX-3 : Schéma statique du débord.....	Page 212

Figure IX-4 : Le chargement à l'ELU (KN/m).....	Page 215
Figure IX-5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m).....	Page 215
Figure IX-6: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN).....	Page 215
Figure IX-7: Le chargement à l'ELS (KN/m).....	Page 216
Figure IX-8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN /m).....	Page 216
Figure IX-9: Le chargement à ELU (KN/m).....	Page 217
Figure IX-10: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m).....	Page 217
Figure IX-11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN).....	Page 217
Figure IX-12 : Le chargement à ELs (KN/m).....	Page 218
Figure IX-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m).....	Page 218
Figure X-1: Schéma statique du Mur plaque.....	Page 221

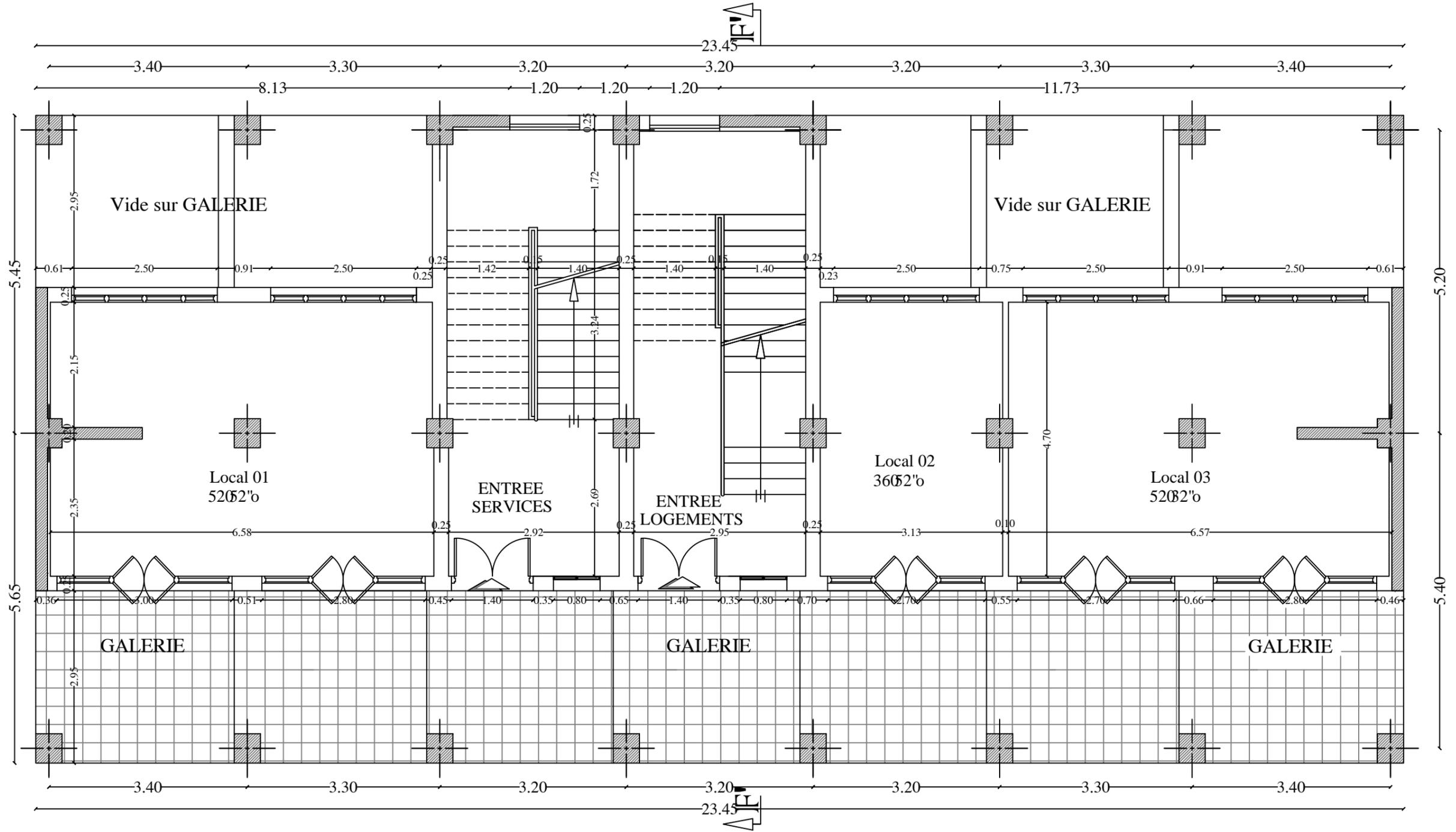
1/1

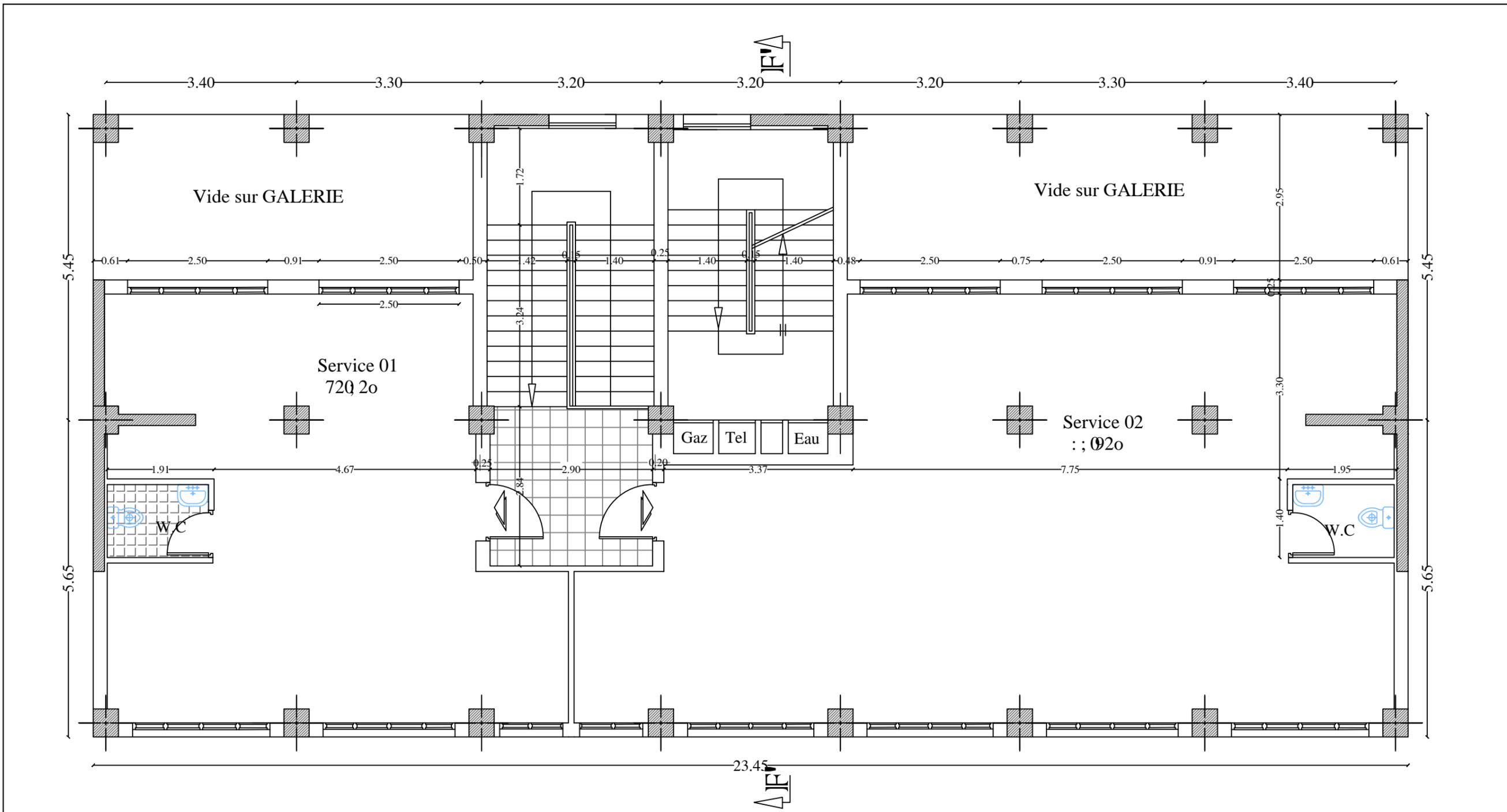


1/1

1

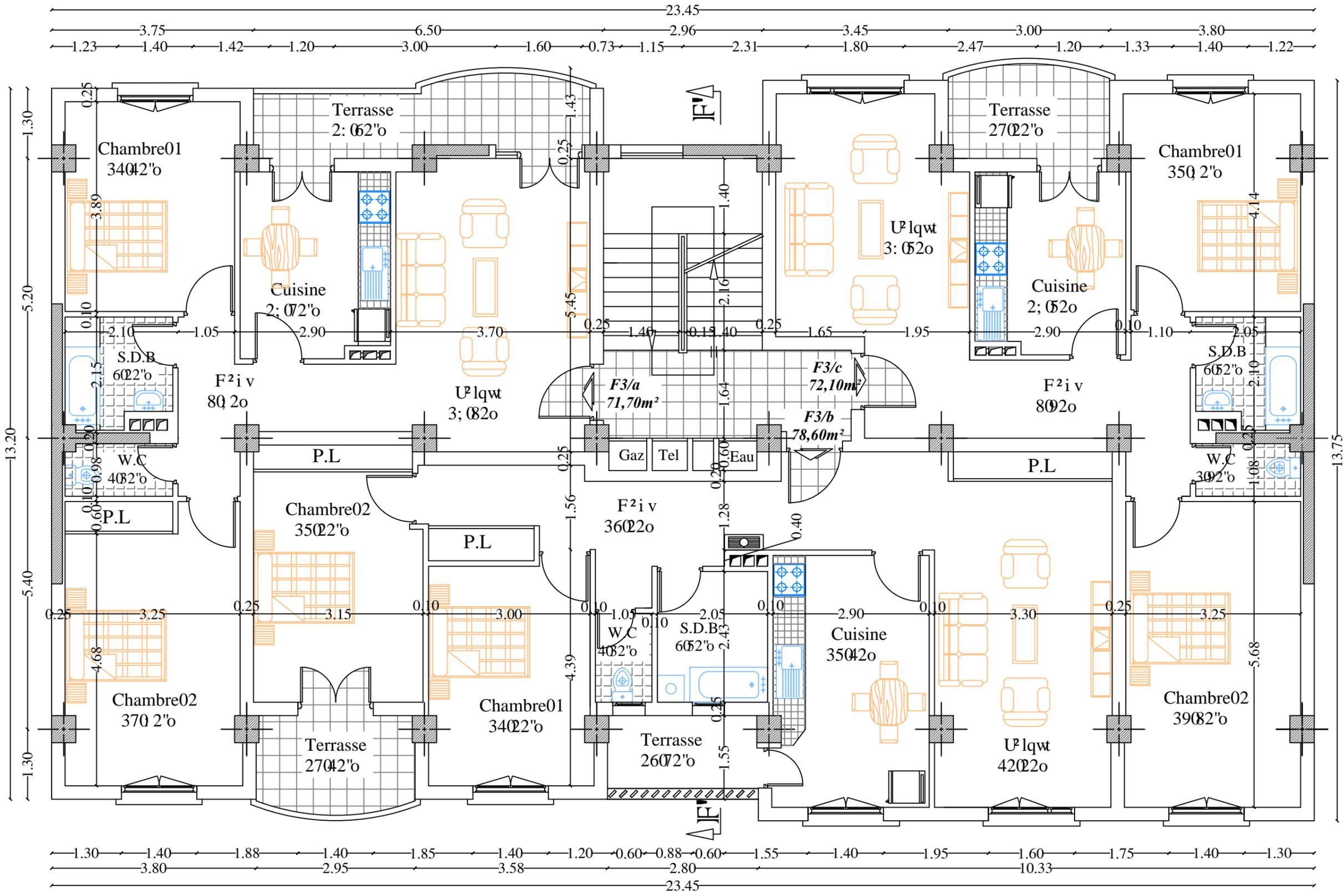
PLAN DU R.D.C 1





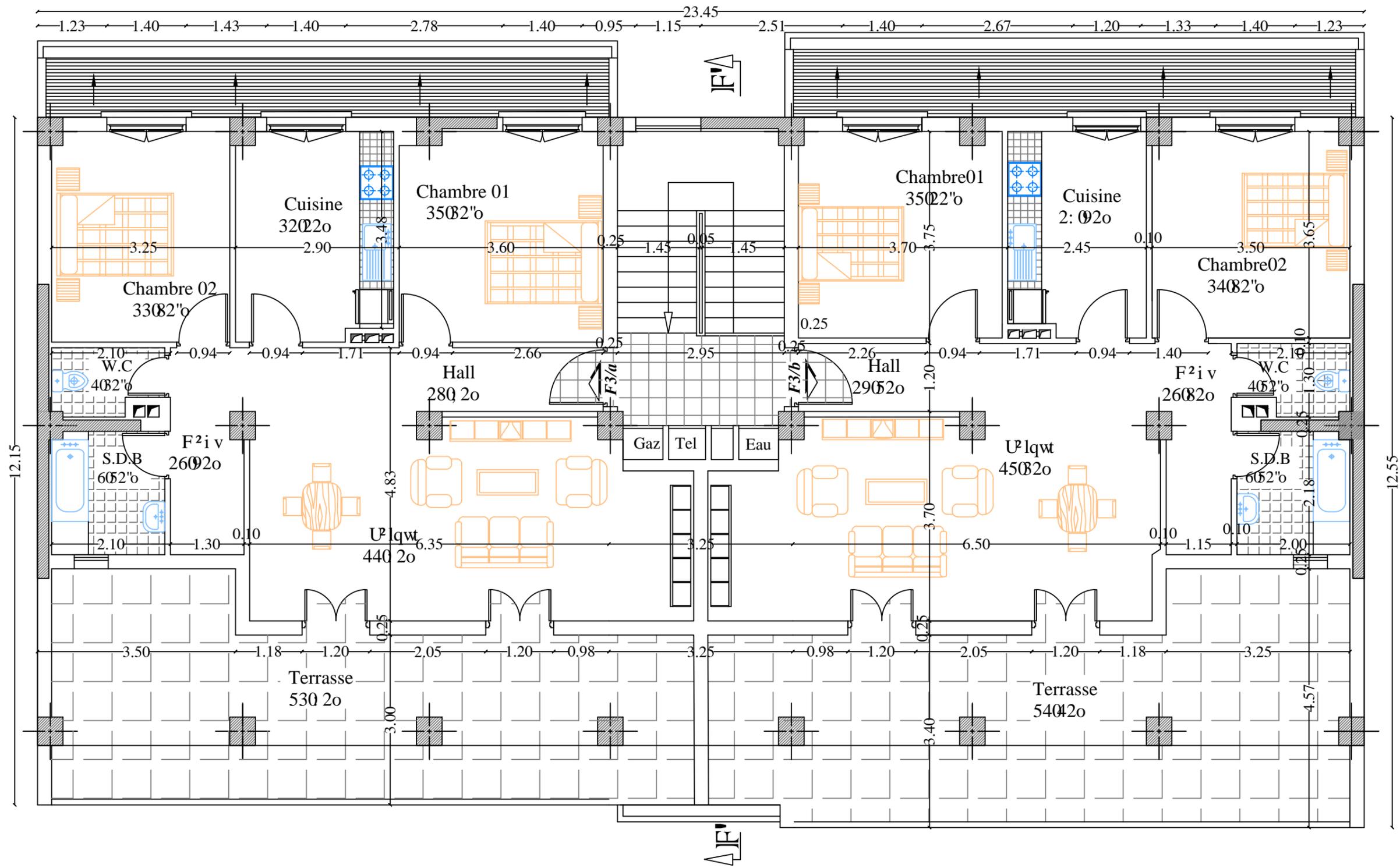
3

PLAN ETAGE 1



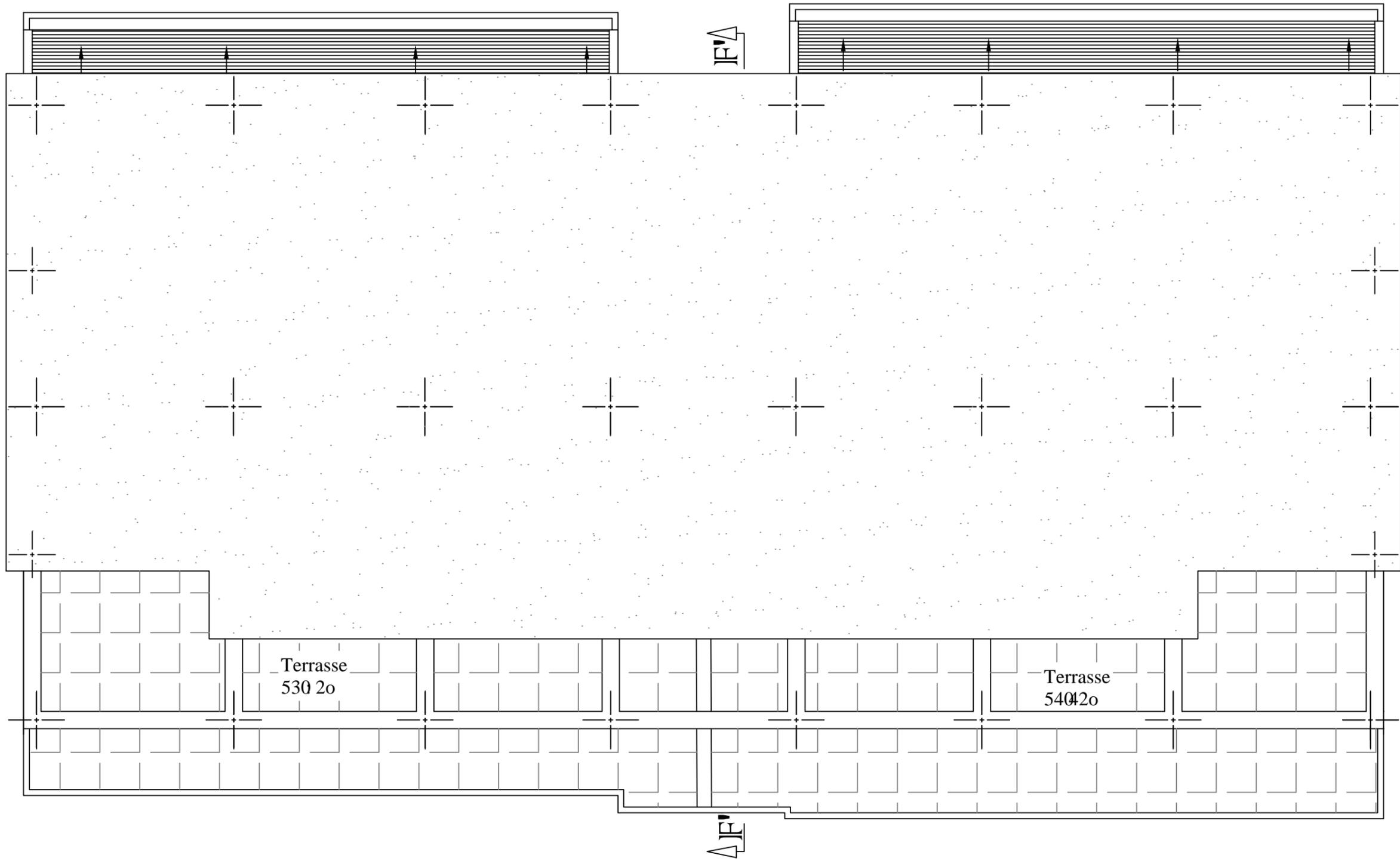
4

PLAN ETAGE COURANT



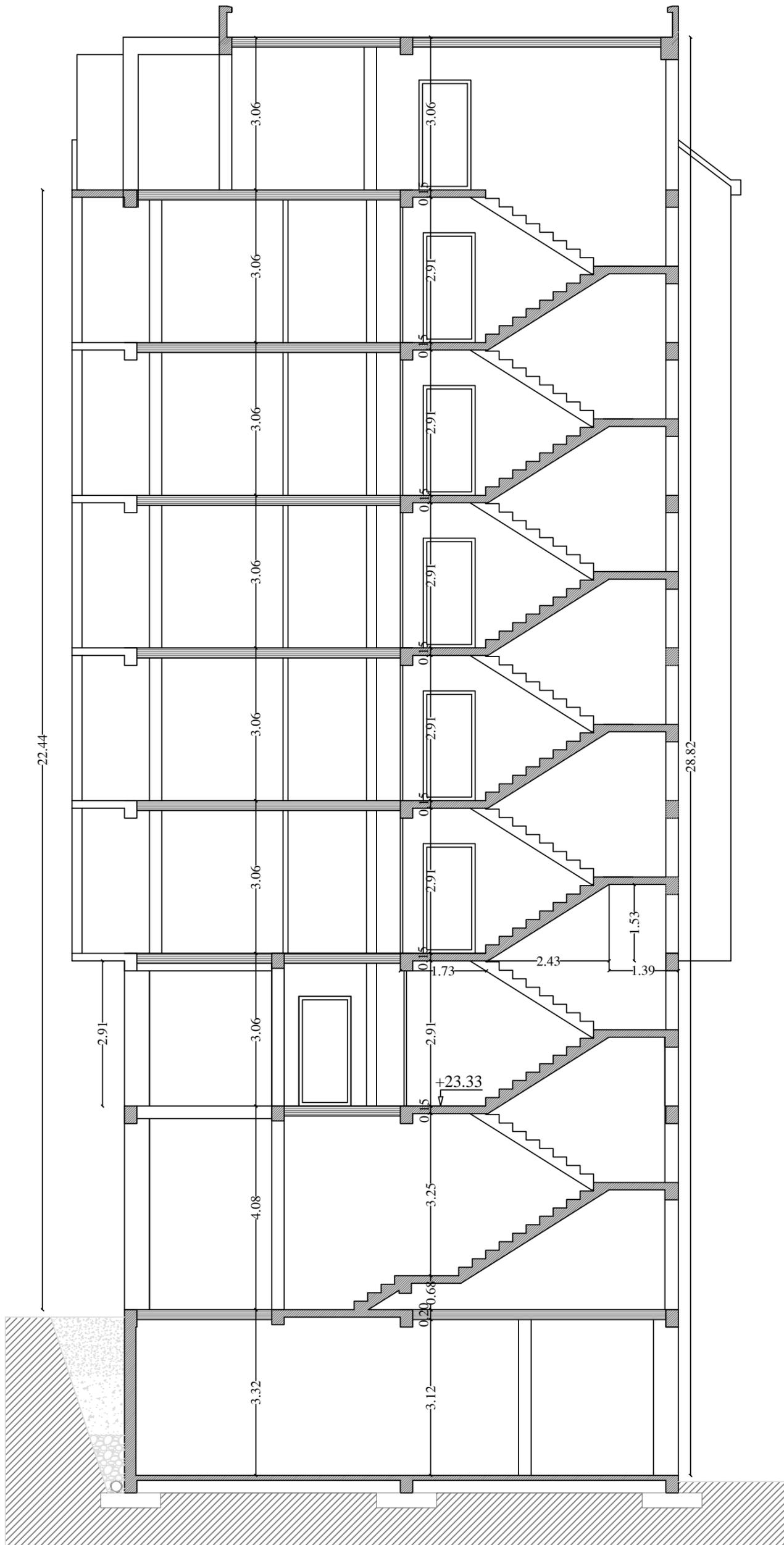
5

PLAN DE GRENIER



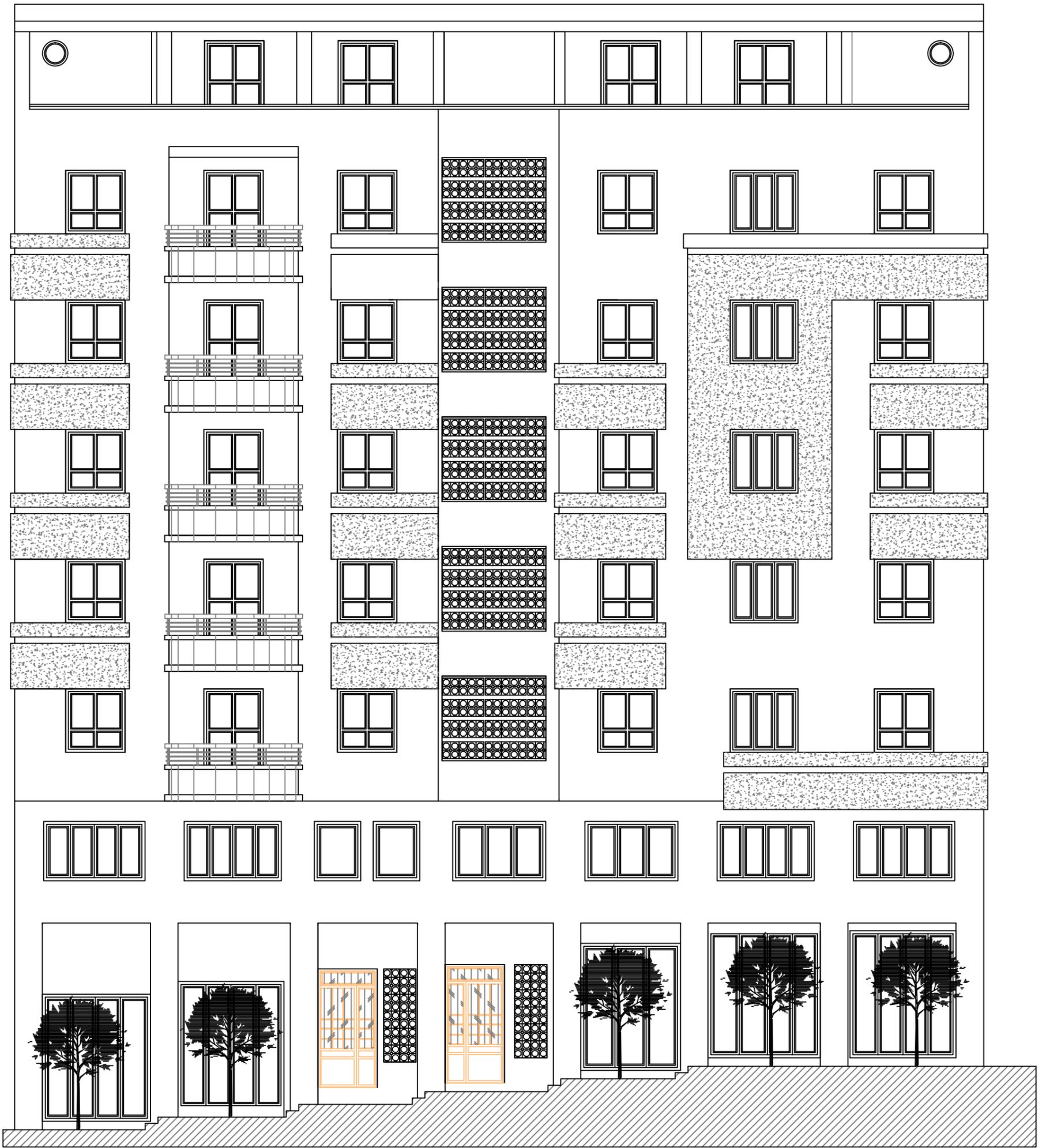
6

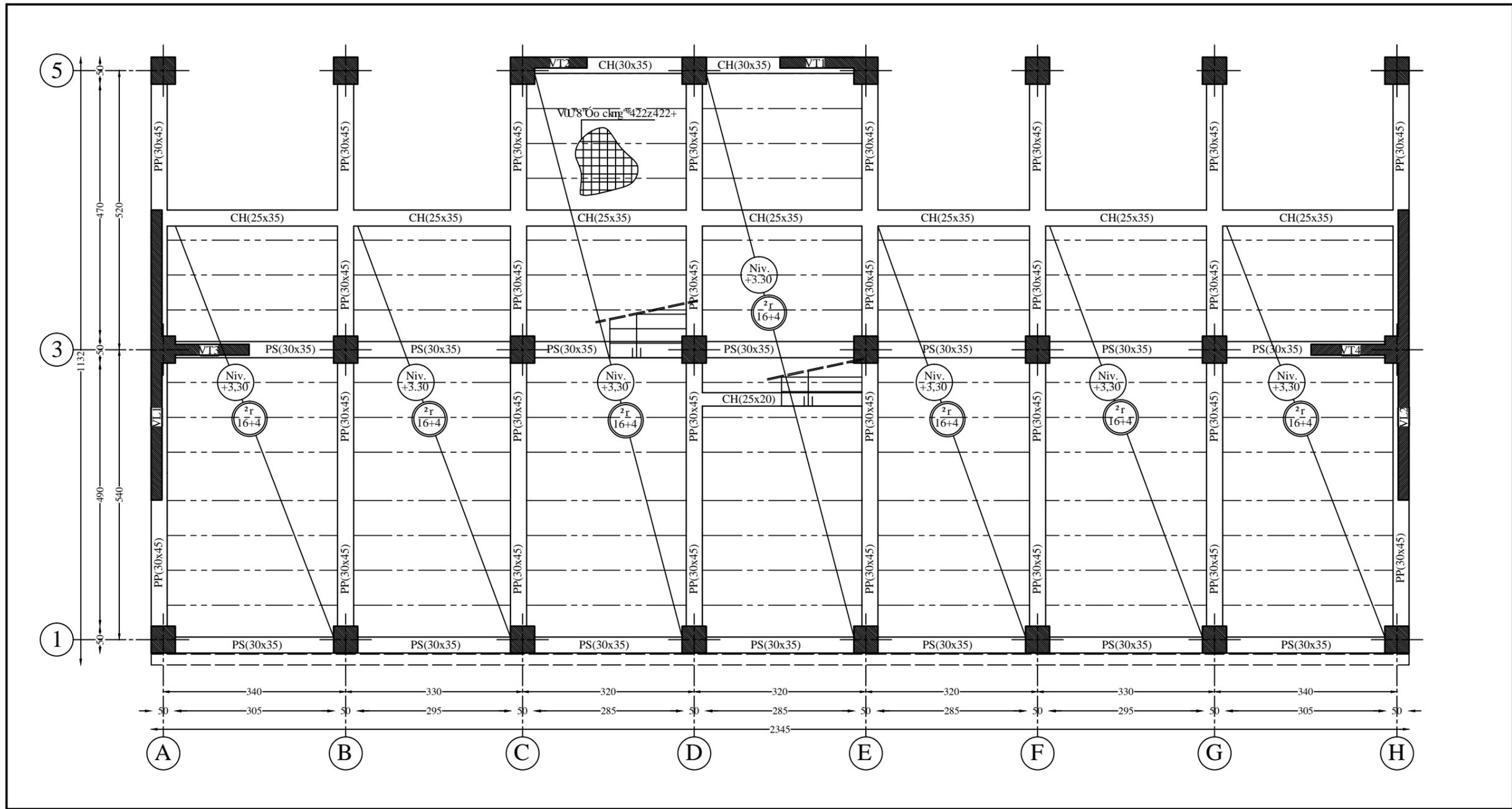
PLAN DE TERRASSE



7

COUPE F'-F'





# COFFRAGE PLANCHER RDC

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> KHALDI Lysa  
-M<sup>elle</sup> KEDDAM Liza

Titre :

COFFRAGE PLANCHER RDC

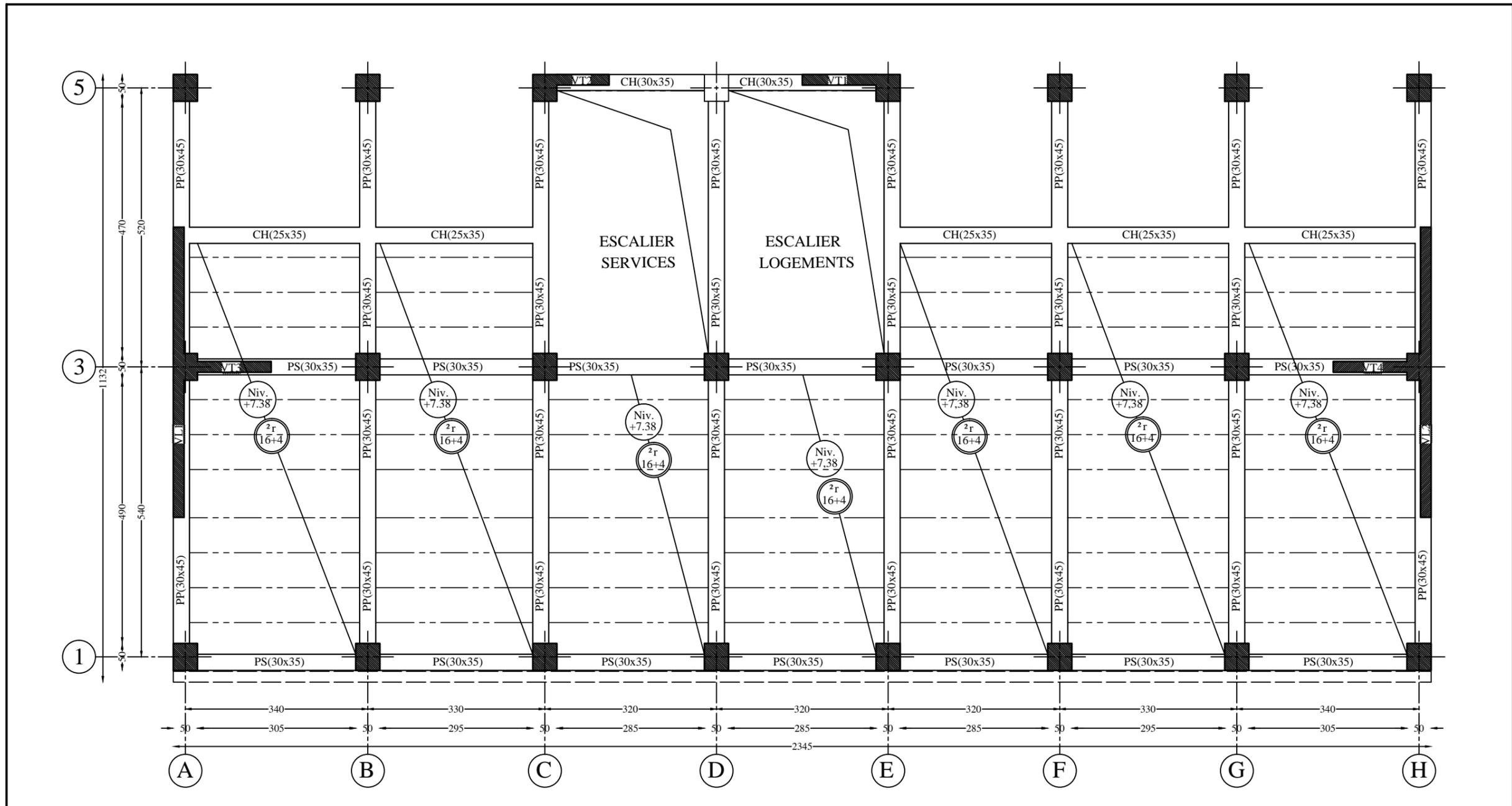
Echelle°: 1/50

Dirigé par :

-M<sup>r</sup> LOUZAI.A

Promotion:

2019



## COFFRAGE PLANCHERS ETAGE 1(SERVICE)

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> KHALDI Lysa  
-M<sup>elle</sup> KEDDAM Liza

Dirigé par :

-M<sup>r</sup> LOUZAI.A

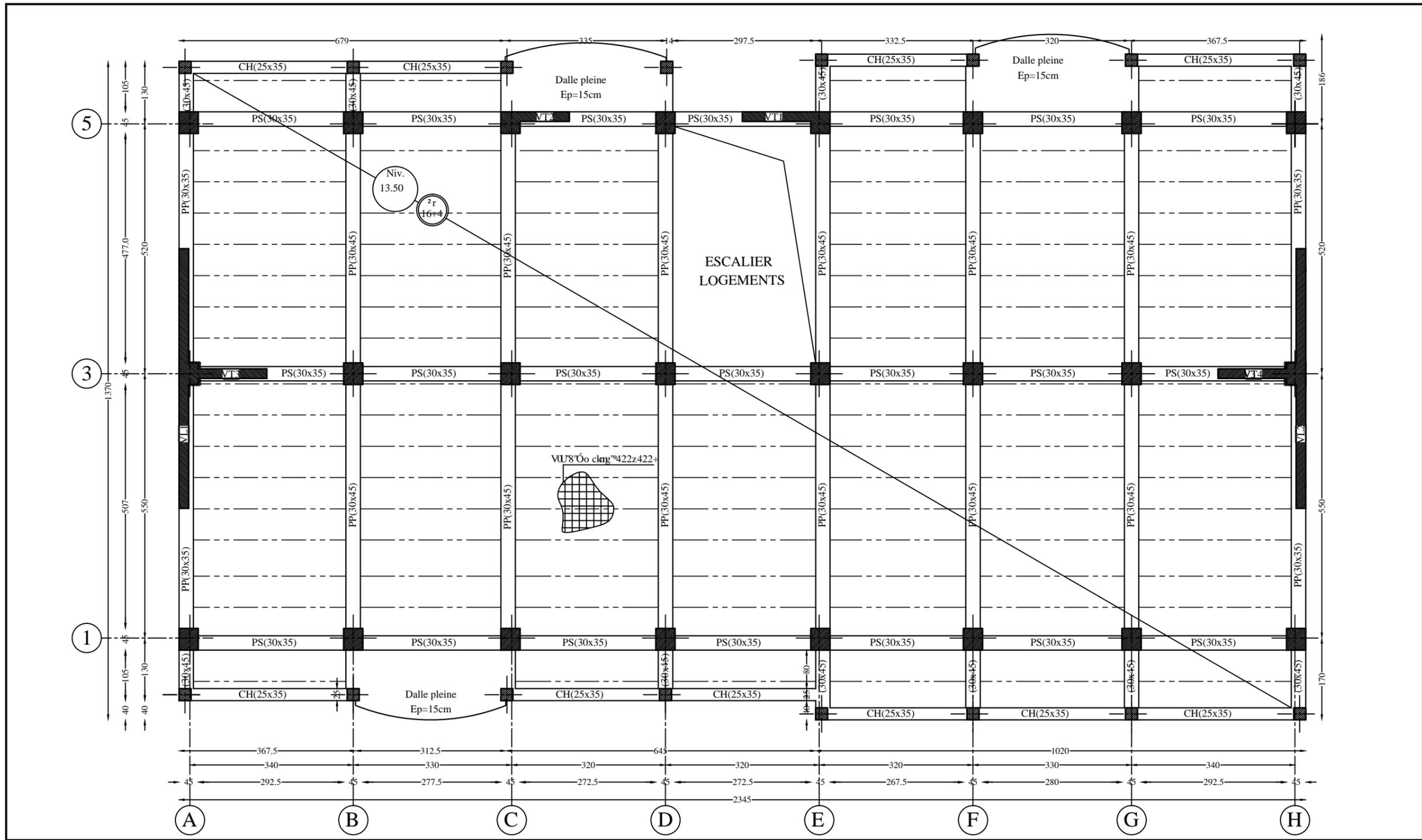
Titre :

COFFRAGE PLANCHERS ETAGE 1(SERVICE)

Echelle°: 1/50

Promotion:

2019



# COFFRAGE PLANCHERS DES ETAGES COURANTS

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

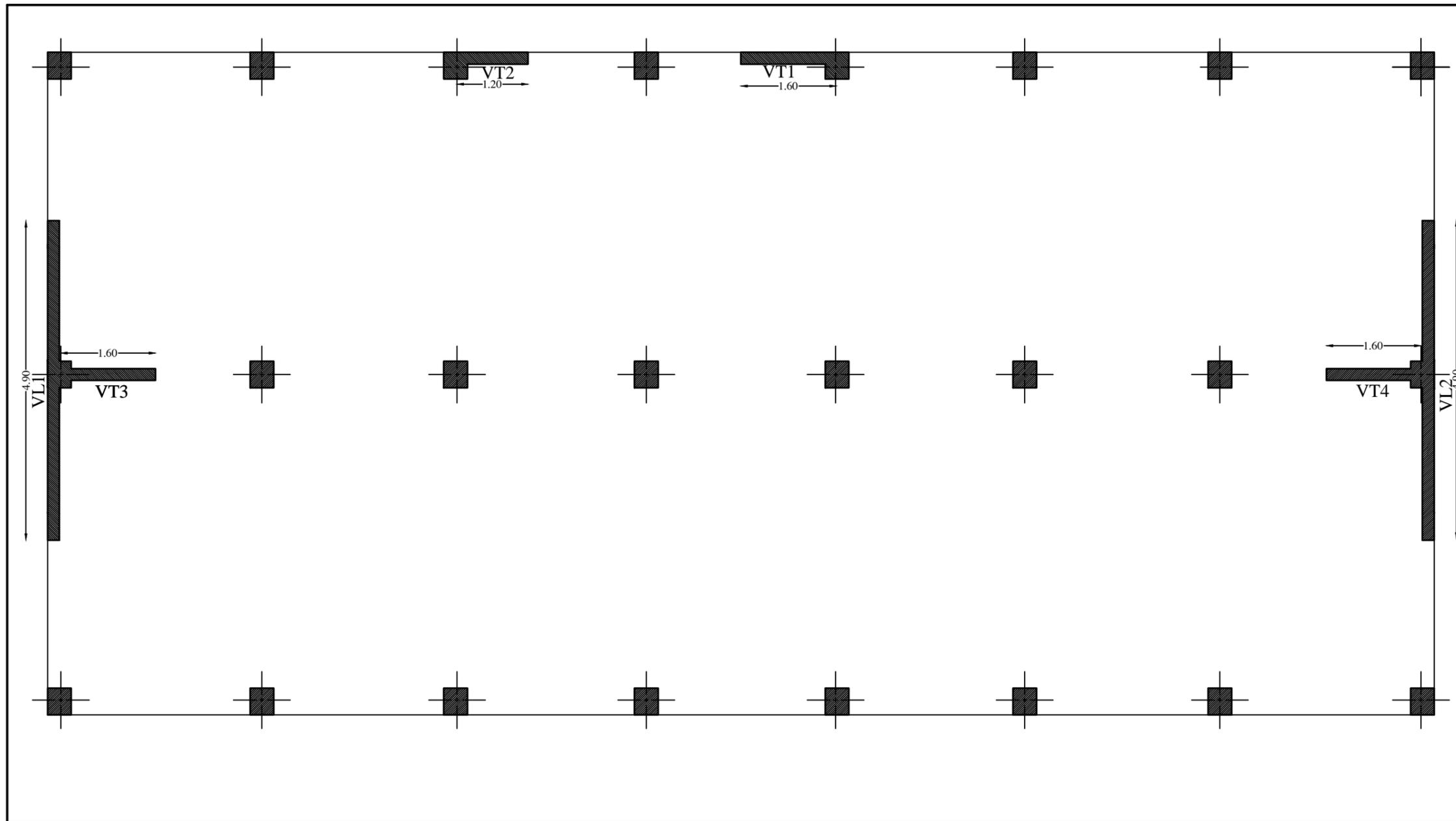
Etudié par :  
 -M<sup>elle</sup> KHALDI Lysa  
 -M<sup>elle</sup> KEDDAM Liza

Titre :  
 COFFRAGE PLANCHERS  
 DES ETAGES COURANTS

Echelle°:1/50

Dirigé par :  
 -M<sup>r</sup> LOUZALA

Promotion:  
 2019



## DISPOSITION DES VOILES

### \*Les Voiles Transversaux:

VT 01 = 1.60m

VT 02 = 1.20 m

VT 03 = 1.60 m

VT 04 = 1.60 m

### \*Les Voiles Longitudinaux:

VL 01 = 4.90m

VL 02 = 4.90m

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<u>Etudié par :</u> -M <sup>elle</sup> KHALDI Lysa -M <sup>elle</sup> KEDDAM Liza		<u>Titre :</u> DISPOSITION DES VOILES
<u>Dirigé par :</u> -M <sup>r</sup> LOUZALA		
		<u>Echelle°:</u> 1/50
		<u>Promotion:</u> 2019

# Introduction générale

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste. Il s'agit du domaine de l'urbanisme dont la fonction est de construire et de mettre en œuvre les décisions d'aménagement du territoire.

Les principales spécialisations du génie civil sont la structure, l'hydraulique, l'environnement et la géotechnique. On observe deux grandes distinctions au sein du génie civil : le bâtiment et les travaux publics ces domaines ne sont pas antonymes, mais les besoins de l'économie ont fait que ces spécialités se sont affutées au fil du temps.

Quelle que soit sa spécialisation, l'ensemble du travail d'un ingénieur civil repose sur deux concepts clés : l'évaluation des charges et la résistance des matériaux. En fait l'objectif premier est de combiner un ensemble de matériaux afin de résister à des charges pour accomplir une fonction principale.

# CHAPITRE I:

## Présentation de l'ouvrage et des matériaux

**I) Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

**I-1) Présentation et caractéristiques de l'ouvrage:****I-1-1) Présentation de l'ouvrage:**

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en béton armé de 9 niveaux (deux RDC, un étage de service et 6 étage à usage d'habitation) ,comportant des portiques et voiles. Ce projet est implanté à Tizi-Ouzou, d'après le document technique réglementaire DTR BC 2\_48 des règlements parasismiques Algériennes 99 version 2003 la wilaya de Tizi-Ouzou est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa), d'où il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés de l'infrastructure. La liaison entre les niveaux est assurée par un escalier en béton armé.

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : «Ouvrages d'importance moyenne », en vertu du RPA99 version2003.

**I-1-2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:****➤ Les dimensions en plan et en élévation :**

-Hauteur totale : .....28,8m.

**• RDC 1 :**

-Longueur:..... 23,55m.

-Largeur: .....11,10m.

-Hauteur: .....3,30m.

**• RDC 2 :**

-Longueur: .....23,55m.

-Largueur: .....11,10m.

-Hauteur: .....4,08m.

**• Etage 1 (service) :**

-Longueur:..... 23,55m.

-Largeur:..... 11,10m.

-Hauteur: .....3,06m.

- Du 2<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étages:

-Longueur:..... 23,45m.

-Largeur:..... 13 ,75m.

-Hauteur: .....3,06m.

- Etage 7 :

-Longueur :.....23,45m.

-Largeur : .....12, 55m.

-Hauteur :.....3,06m.

➤ **Données du site:**

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).
- Le site est considéré ferme (**S2**) d'après le rapport final de l'étude du sol.
- La Contrainte admissible du sol  $\sigma = 2,5\text{bars}$  (rapport final d'étude de sol).

➤ **Règlement en vigueur:**

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- DTR-B.C.2.48 (Règles Parasismiques Algériens version 2003).
- DTR-B.C.2.41 (CBA93 : Règles de Conception et de calcul des structures en Béton Armé).
- DTR B.C.2.2. (Charges permanente et charge d'exploitation) .
- BAEL91/version 99.

**I-1-3) Eléments constitutifs de la structure:**

**a) Ossature:**

Notre structure est à ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales et éventuellement les charges horizontales.
- Voiles en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide, et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme, vent,...) et des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation, ....).

**b) Plancher :**

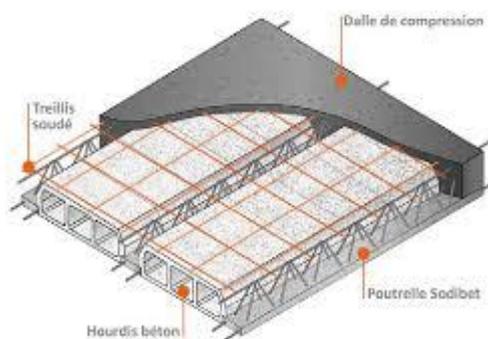
Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux niveaux successifs d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges d'exploitation du bâtiment. Comme ils doivent répondre à l'exigence de l'isolation thermique et acoustique de la structure en plus d'assurer le passage des différents types de gaine et conduite (eau, chauffage, électricité,...).

Dans notre bâtiment nous distinguant deux types de planchers :

**➤ Les planchers à corps creux :**

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

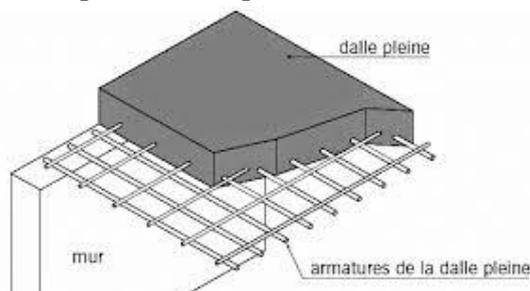
- les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu .
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression. Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.



**Figure I-1) :** Plancher en corps creux.

**➤ Plancher en dalle pleine :**

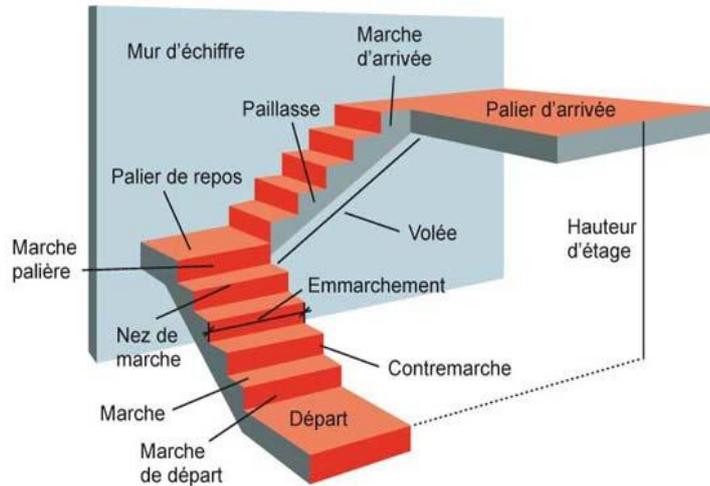
C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.



**Figure I-2):** Plancher en dalle pleine.

### c) Les escaliers :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, ils sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.



**Figure I-3):** Principaux termes relatifs à un escalier.

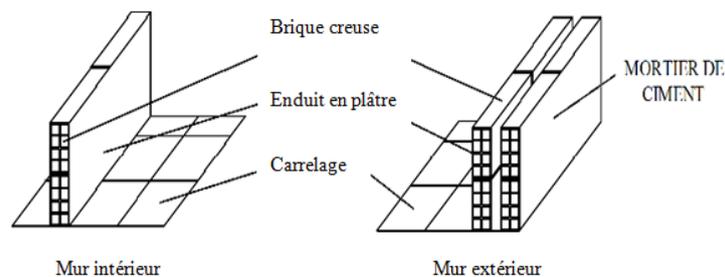
### d) Terrasse :

La terrasse est une surface plane servant à supporter son poids propre et les surcharges.

### e) Maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : sont réalisés en briques creuses à doubles parois (celle de l'intérieur de 10 cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15 cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



**Figure I-4) :** maçonnerie.

**f) Revêtement :**

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Plâtre : pour les cloisons intérieurs et plafonds.
- Mortier de ciment : pour les façades extérieures.
- Carrelage : pour les planchers et les escaliers.
- Revêtement en céramique : pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

**g) Les fondations :**

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise « sol », elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque sa bonne conception engendre la bonne tenue de l'ensemble. Ces principaux rôles peuvent être décrits comme suit :

- Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts au sol (la décente des forces).
- Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.
- Etre un organe de liaison entre la structure et le terrain.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un coup minimum.

**I-1-4) Principes des justifications : (ArtA1.2BAEL91/ modifié 99) :**

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Nous distinguons 2 états limites :

**➤ Les états limites ultimes (ELU) :**

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Ils correspondent à la limite :

- de stabilité de forme.
- de l'équilibre statique : non renversement de la construction.
- de résistance pour les matériaux constitutifs.

**➤ Les états limitent de service (ELS) :**

Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- la limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- la limitation de la compression du béton.
- la limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

### I-1-5) Caractéristiques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux exigences des règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) et des règles de béton armé aux états limites (BAEL 91).

#### ➤ Le béton :

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie (sable, graviers), le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350Kg/m<sup>3</sup> de ciment portland.

-Le ciment utilisé est de classe 325 (CPA3-25) dosé à 350 kg/m de béton.

-Le dosage courant par 1m sera comme suit :

Granulat : (sable 0/5, graviers 5/25)

{	Sable	→	400.
	Gravions	→	800L.

Eau de gâchage : 175L.

#### a) Résistance caractéristique du béton :

##### ➤ Résistance à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Elle varie en fonction du diamètre des granulats, du dosage en ciment et de la quantité de l'eau de gâchage. Cette résistance caractéristique à la compression ( $f_{c28}$ ) est déterminée après plusieurs essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées d'une hauteur de 32 cm et d'un diamètre de 16 cm.

L'article (A.2.1,11 du BAEL 91 [14]) stipule que :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40MPa.$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} \geq 40MPa.$$

Dans nos calculs on considère :  $f_{c28} = 25 MPa$ .

➤ **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction du béton à " j" jours, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si} \quad f_{cj} \leq 60 \text{MPa} \quad (\text{Art 2.1,12 / BAEL 91}).$$

Dans notre cas :

$$f_{i28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{MPa}.$$

**b) Module d'élasticité :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale à la déformation engendrée. On distingue deux sortes de modules de déformation :

➤ **Module de déformation longitudinale :**

• **Le module instantané  $E_{ij}$  :**

D'après l'article (A.2.1, 21 du BAEL 91 [14]), lorsque la durée d'application des contraintes est inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton ( $E_{ij}$ ) est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}].$$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,20 \text{MPa}.$$

• **Le module différé  $E_{vj}$  :**

D'après l'article A.2.1,22 du BAEL 91 [14], lorsque les contraintes appliquées sont de longue durée, le module de déformation longitudinale différée du béton ( $E_{vj}$ ) est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}].$$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,865 \text{MPa}.$$

➤ **Module de déformation transversal : (Art A.2.1, 3/BAEL 91)**

Le module de déformation transversale est donné par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{MPa}].$$

Avec :

$\nu$ : Coefficient de poisson.

$E$  : module de Young (module d'élasticité longitudinal).

Le Coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale dont les valeurs sont données par (Art A.2.1, 3 / BAEL 91) :

$v=0$  pour des sollicitations à ELU.

$v = 0,2$  pour le calcul des déformations à ELS.

### c) Contraintes du béton en compression :

#### ➤ Contrainte limite (ELU):

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ [MPa]}.$$

Avec :

$$\gamma_b: \text{Coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{pour situation courante.} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{pour situation accidentelle.} \end{cases}$$

$\theta$  : 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  $< 1\text{h}$ .

$t$  : durée probable d'application de la combinaison considérée.

#### ➤ Contrainte de service (ELS) :

L'état limite de service est le seuil au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèches ou déformations excessives, fatigue des matériaux). L'article ( **A.4.5,2 du BAEL 91 [14]**) stipule que la contrainte de compression du béton ( $\overline{\sigma}_{bc}$ ) est limitée à  $0,6f_{cj}$ .

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$

#### ➤ Aciers :

L'acier est un alliage de fer et de carbone (En faible pourcentage), il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton seul. Les aciers sont distingués par leurs nuances et leurs états de surface. En général, trois types sont utilisés :

- Les ronds lisses (RL).
- Les aciers à haute adhérences (HA).
- Les treillis soudé (TS).

Dans notre cas, les types d'aciers utilisés sont les suivants :

Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

Treillis soudé TS520 ( $\Phi < 6 \text{ mm}$ ), dont la limite d'élasticité  $f_e = 520 \text{ MPa}$ .

**a) Module d'élasticité longitudinal :**

Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier, il est donné par l'article (**Art A.2.2, 1/ BAEL91**) comme suit :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

**b) contrainte limite de l'acier :****➤ contrainte limite ultime :**

La contrainte limite ultime de déformation est donnée par l'article (**A.4.3,2 du BAEL 91 [14]**)

comme suit :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**Avec :**

$\sigma_{st}$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

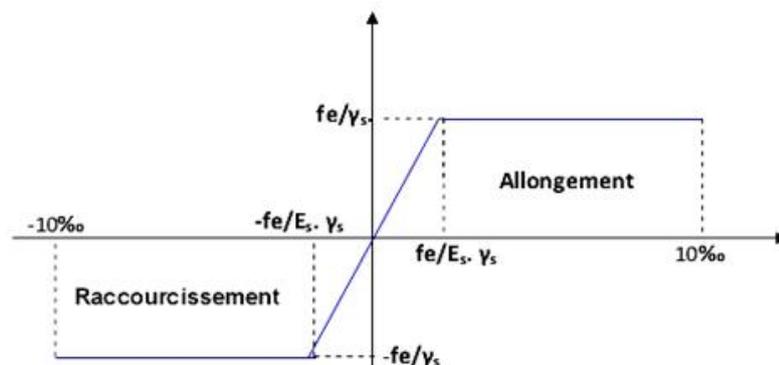
$f_e$  : Limite d'élasticité.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ en situation courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ en situation accidentelle.} \end{cases}$

Les résultats de  $\sigma_{st}$  pour les aciers utilisés dans notre cas sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Nuances /situations	Courantes ( $\gamma_s = 1,15$ )	Accidentelle ( $\gamma_s = 1,00$ )
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 520 \text{ MPa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 452,17 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 520 \text{ MPa}$

**Tableau I-1) :** contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de  $\gamma_s$ .



**Figure I-5):** Diagramme contrainte – déformation.

➤ **contrainte limite de service :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (Risque de corrosion des armatures) et ce, en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles du BAEL 91 révisées 99, on distingue trois cas de fissuration :

**1. Fissuration peu nuisible :**

Cas d'éléments non exposés aux intempéries et aux milieux agressifs dans ce cas aucune vérification n'est nécessaire (**Article A.4.5,32 du BAEL 91**) [14].

**2. Fissuration préjudiciable :**

Les éléments sont exposés aux intempéries (**A.4.5,33/BAEL91**), dans ce cas, la contrainte doit se limitée comme suit :

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

Avec :

$\eta$  coefficient de sécurité :  $\begin{cases} \eta = 1 \rightarrow \text{pour les ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{pour les hautes adhérences.} \end{cases}$

• **Fissuration très préjudiciable :**

Les éléments sont exposés aux milieux agressifs (**A.4.5,34/BAEL91**) , dans ce cas, la contrainte doit se limitée comme suit :

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

**c) Protection des armatures :**

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette dernière dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. Le BAEL préconise les valeurs suivantes (**Art A.7.1 /BAEL91**) :

$C \geq 5$  cm : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives (industries chimiques).

$C \geq 3$  cm : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

$C \geq 1$  cm : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre  $C = 2,5$  cm.

Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre  $C = 2$  cm.

# CHAPITRE II:

# Pré-dimensionnement des éléments

**II) Introduction :**

Après avoir définie les caractéristiques géométriques de notre structure, et les caractéristiques des matériaux utilisés dans le chapitre précédent, nous procédons dans ce chapitre, au pré dimensionnement des éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les voiles en utilisant les règlements (RPA99/ version2003) et (C.B.A 93).

**II-1) Pré dimensionnement des éléments :****II-2-1) Les Planchers :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter sont poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{ArtB.6.8.424/BAEL91})$$

Avec :

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

$L_{\max}$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas :  $L_{\max} = 340 \text{ cm}$

D'après le **RPA 99(mod2003)** les dimensions minimales des poteaux dans la zone IIa

Sont : (25\*25)

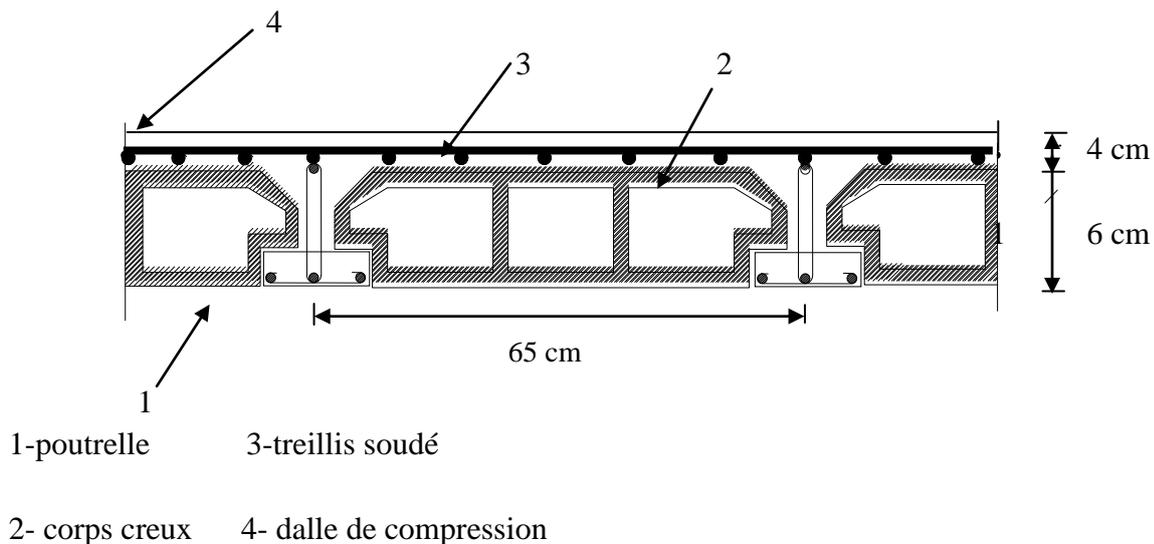
$$L_{\max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq \frac{315}{22,5} = 14 \text{ cm}$$

Ainsi, on adoptera :  $h_t = 20 \text{ cm}$  soit un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages courants

- **16 cm** la hauteur du corps creux.
- **4 cm** la hauteur de la dalle de compression.



**Figure II-1) :** Coupe d'un plancher corps creux.

➤ **Vérification de la sécurité contre l'incendie :**

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

- |                                   |                   |
|-----------------------------------|-------------------|
| Pour 1 heure de coupe-feu         | $e \geq 7$ [cm].  |
| Pour 2 heures de coupe-feu        | $e \geq 11$ [cm]. |
| Pour quatre heures de coup de feu | $e \geq 17$ [cm]. |

On a  $h_t = 20\text{cm}$  donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

**II-2-2) Les dalles pleines :**

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

➤ **Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

$L_0$  : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

$L_0 = 1,3$  m.

Donc :  $e \geq \frac{1,3}{10} = 0,13\text{m} = 13\text{cm}$ .

On adoptera une épaisseur de **15 cm**.

➤ **Résistance au feu :**

$e = 07\text{cm}$  : pour une (01) heure de coup de feu.

$e = 11\text{cm}$  : pour deux (02) heures de coup de feu.

$e = 17\text{ cm}$  : pour quatre (04) heures de coup de feu.

On optera pour une épaisseur  $e = 11\text{ cm}$ .

➤ **Isolation phonique :**

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique  $M$  est supérieure à  $350\text{Kg/m}^2$ .

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0,14\text{m} \rightarrow e = 14\text{cm}.$$

$\rho$ : Masse volumique du béton est égale à  $2500\text{kg/m}^3$ .

Donc :  $e = \max(15, 11, 14) = 15\text{cm}$ .

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessus, on prend  $e = 15\text{cm}$ .

**II-2-3) Poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulées sur place. On distingue :

-Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.

-Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré-dimensionnement des poutres se fait par les règles du **BAEL 91**. Les sections trouvées doivent vérifier les prescriptions de **l'article 7.5.7 du RPA 99/version 2003**.

➤ **Hauteur de la poutre:**

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

➤ **Largeur de la poutre:**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

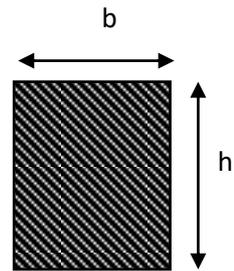
Avec :  $h$  : hauteur de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

$L$  : portée maximale entre nus d'appuis.

Selon le **RPA 99/2003**, les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{array} \right\} \text{(RPA 99 / Art 7.5.1)}$$



### a-Poutres principales :

➤ **Hauteur (h):** On a  $L_{\max} = 540 - 25 = 515 \text{ cm}$ .

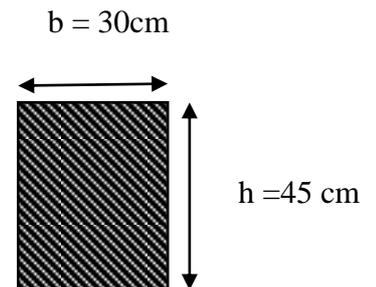
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \longrightarrow \frac{515}{15} \leq h \leq \frac{515}{10} \longrightarrow 34,33 \text{ cm} \leq h \leq 51,5 \text{ cm}$$

On prend **h = 45 cm**.

➤ **Largeur (b) :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

On prend **b = 30 cm**.



### b - Les poutres secondaires :

➤ **Hauteur (h) :** On a :  $L = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$

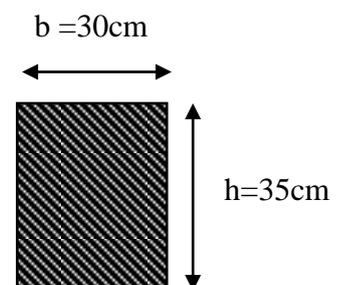
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow \frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \longrightarrow 21 \text{ cm} \leq h \leq 31,5 \text{ cm}$$

On prend **h = 35 cm**.

➤ **Largeur (b) :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend **b = 30 cm**.



## ❖ Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	45 cm	35 cm	ok
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30cm	ok
$h/b \leq 4$	1,5	1,16	ok
$b_{\max} \leq 1.5h + b1$	$30\text{cm} \leq 90$	$30\text{cm} \leq 82.5$	ok

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

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées alors on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : (30x45) cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires : (30x35) cm<sup>2</sup>.

**II-2-4) 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, et d'une autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Les murs de contreventement ou refends (voiles) peuvent être plein ou comporter des ouvertures.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Art 7.7.1. RPA99 version 2003 qui préconise les conditions suivantes :

-  $L_{\min} \geq 4.a$

-L'épaisseur minimale est de 15 cm.

Avec :

**a** : épaisseur du voile.

**L<sub>min</sub>** : portée min du voile.

**h<sub>e</sub>** : hauteur d'étage.

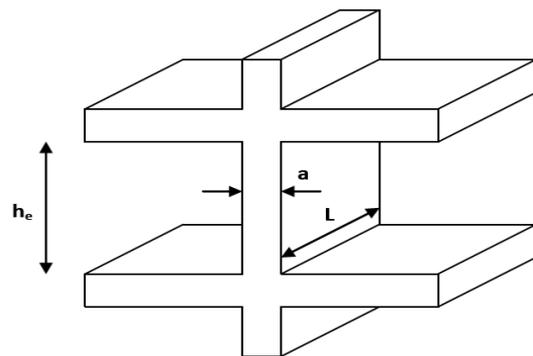
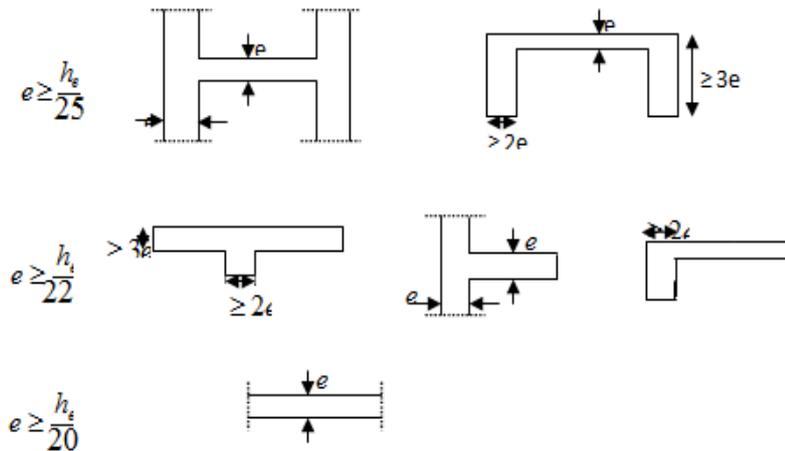


Figure II-2) : Coupe de voile en élévation

On distingue 3 cas :



**Figure II-3):** coupe verticale des différents voiles.

Le cas qui correspond à nos plans est le troisième cas ; on prend donc  $e \geq h_e/20$ .

Donc on a :

➤ **Epaisseur :**

- **RDC 1 :**  $h_e = h - e_p \Rightarrow h_e = 330 - 20 = 310\text{cm}$

$$a \geq \frac{310}{20} = 15,5\text{cm}$$

On prend : **a = 20cm.**

- **RDC 2 :**  $h_e = h - e_p \Rightarrow h_e = 408 - 20 = 388\text{cm}$

$$a \geq \frac{388}{20} = 19,4\text{cm}$$

On prend : **a = 20cm.**

- **Etage 1(service) et les étages courants :**  $h_e = h - e_p \Rightarrow h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14,3\text{cm}$$

On prend : **a = 20cm.**

➤ **Largeur minimale :**

$$L > L_{\min} = 4a = 4 \times 20 = 80\text{cm.}$$

On prend **L=100cm.**

## ❖ Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :

On a :  $a = 20\text{cm} \Rightarrow a \geq 15\text{cm} \rightarrow$  condition vérifiée.

On a :  $L = 100\text{cm} \Rightarrow L_{\min} \geq 80\text{cm} \rightarrow$  condition vérifiée.

**II-2-5) Les Poteaux :**

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N$ . On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge. La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$A \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :  $N_s = G + Q$

$\bar{\sigma}_{bc}$ : La contrainte admissible à la compression du béton.

$N_s$ : Effort normal de compression à la base du poteau.

$A$ : section transversale du poteau.

$G$ : charge permanente.

$Q$ : surcharge d'exploitation.

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa} = 1,5\text{kN/cm}^2.$$

Selon le (RPA 99, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{en zone I et IIa.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{en zone III et IIb.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

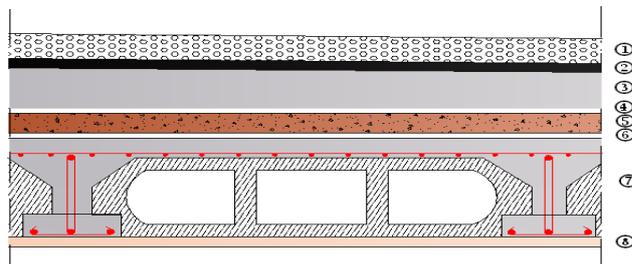
**Remarque :**

L'effort normal «  $N_s$  » étant déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

**II-3) Détermination des charges et des surcharges :**

Le règlement algérien (**DTR B.C.2.2**) préconise l'application de la dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étage, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique sur tous les niveaux.

Pour faire la descente de charges, on détermine d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

**II-3-1) Charges permanentes :****a) Plancher terrasse (inaccessible) :**

**Figure II-4) :** Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kgf/m <sup>3</sup> )	G (kgf/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon	5	1700	85
Étanchéité multicouche	/	/	12
Forme de pente	10	2200	220
Isolation liège	4	400	<b>16</b>
Dalle de compression +corps creux	16+4	2850	<b>285</b>
Enduit plâtre	2	1000	<b>20</b>
			<b>G = 6,38 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II-2) :** Charges revenant au plancher corps creux terrasse.

b) Plancher d'étage courant :

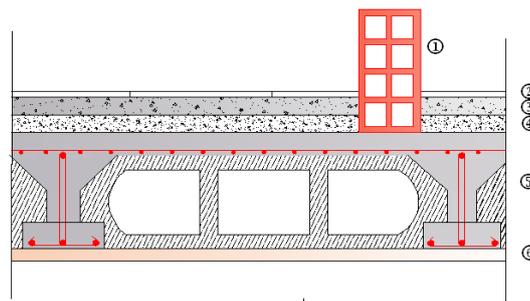


Figure II-5) : Coupe du plancher corps creux étage courant.

Matériaux	Épaisseur(cm)	d (kgf/m <sup>3</sup> )	G (kgf/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle de compression+corps creux	16+4	2850	285
Enduit plâtre	2	1000	20
Cloison de distribution	10	900	90
			<b>G=5,11KN /m<sup>2</sup></b>

Tableau II-3) : Charges revenant au plancher corps creux étage courant.

c) Dalle pleine :

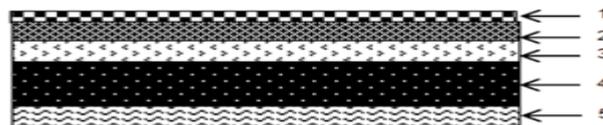


Figure II-6) : coupe transversale de la dalle pleine.

N <sup>0</sup>	composition	Epaisseur (cm)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN /m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	3	22	0,66
3	Couche de sable	3	18	0,54
4	dalle en béton arme	15	25	3,75
5	Enduit de ciment	2	18	0,36
				<b>G<sub>dp</sub>=5,71kN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-4) : charges revenant à la dalle pleine.

## d) Maçonnerie :

## Murs extérieurs :

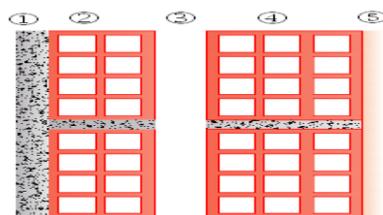


Figure II-7) : Coupe transversale du mur double cloison.

N <sup>0</sup>	composition	Epaisseur (cm)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G ( kN /m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	2	10	0,2
2	Brique creuse	10	9	0,9
3	Lame d'air	5	-	0
4	Brique creuse	15	9	1,35
5	Enduit du ciment	2	18	0,36
				<b>G=2,81kN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-5) : Charges revenant aux murs extérieurs.

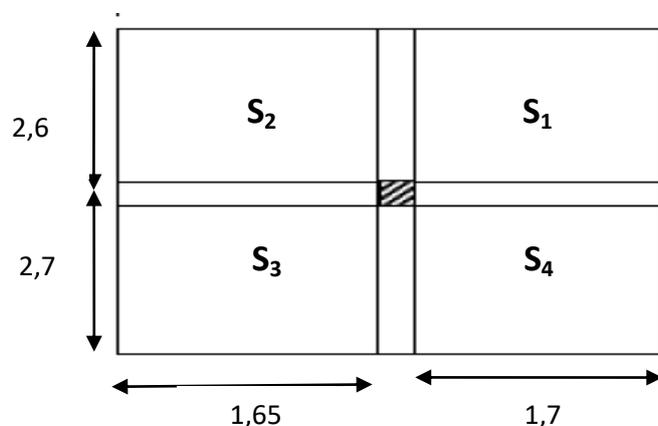
**II-3-2) Surcharges d'exploitation :**

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Elles sont résumées dans le tableau suivant

Eléments	surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	<b>1,00</b>
Plancher d'étage courant	<b>1,50</b>
Plancher étage 1(service)	<b>2,5</b>
Plancher RDC 2	<b>5</b>
Plancher RDC1	<b>5</b>
Balcon	<b>3,50</b>
Escalier	<b>2,50</b>
L'acrotère	<b>1,00</b>

**Tableau II-6) :** Surcharge d'exploitation.

**II -4) Descente de charge :****II-4-1) Surface d'influence du poteau le plus sollicité :**

**Figure II-8) :** Surface d'influence sur le poteau

➤ **Surface brute:**

$$S_1 = 1,7 \times 2,6 = 4,42 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,65 \times 2,6 = 4,29 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,65 \times 2,7 = 4,455 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,7 \times 2,7 = 4,59 \text{ m}^2$$

$$S_{brutte} = 17,755 \text{ m}^2$$

**II-4-2) calcul du poids propre des éléments :**

**a) poids propre des poutres :**

• **poutres principales :**

$$G_{PP} = 25 \times (0,3 \times 0,45) \times (1,73 + 2,7) = 17,887 \text{ KN}.$$

• **Poutres secondaires :**

$$G_{PS} = 25 \times (0,3 \times 0,35) \times (1,7 + 1,65) = 8,793 \text{ KN}.$$

On aura alors le poids des poutres :

$$G_P = G_{PP} + G_{PS} = 17,887 + 8,793 = 26,68 \text{ KN}.$$

**b) poids propre des poteaux :**

• **RDC 1 :  $h_e = 3,3\text{m}$**

$$G_{POT_{SS}} = 25 \times (0,25 \times 0,25) \times 3,3 = 5,156 \text{ KN}.$$

• **RDC 2:  $h_e = 4,08\text{m}$**

$$G_{Pot_{RDC}} = 25 \times (0,25 \times 0,25) \times 4,08 = 6,375 \text{ KN}.$$

• **Etages courants :  $h_e = 3,06\text{m}$**

$$G_{Pot_{étages}} = 25 \times (0,25 \times 0,25) \times 3,06 = 4,781 \text{ KN}.$$

**c) poids propre des planchers :**

• **Plancher terrasse :**

$$G_t = G_T \times S = 6,38 \times 17,755 = 113,276 \text{ KN}.$$

• **Planchers (RDC1 + RDC2 + étage courant) :**

$$G = G_{pc} \times S = 5,11 \times 17,755 = 90,73 \text{ KN}.$$

**II-4-3) Surcharge d'exploitation :**

- Plancher terrasse Q = 1,00 kN/m<sup>2</sup>.
- Plancher étage courant : à usage d'habitation Q = 1,50 kN/m<sup>2</sup>.
- Etage 1 (service) : Q = 2,5 kN/m<sup>2</sup>.
- RDC 2 (commercial) : Q = 5 kN/m<sup>2</sup>.
- RDC 1 (commercial) : Q = 5 kN/m<sup>2</sup>.

-Terrasse:  $Q_0 = Q \times S = 1,00 \times 17,755 = 17,755 KN$ .

-Etages courants :  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q \times S = 1,50 \times 17,755 = 26,632 KN$ .

-Etage 1 (service) :  $Q_6 = Q \times S = 2,5 \times 17,755 = 44,387 KN$ .

-RDC 2:  $Q_7 = Q \times S = 2,5 \times 17,755 = 44,387 KN$ .

- RDC 1 :  $Q_8 = Q \times S = 2,5 \times 17,755 = 44,387 KN$ .

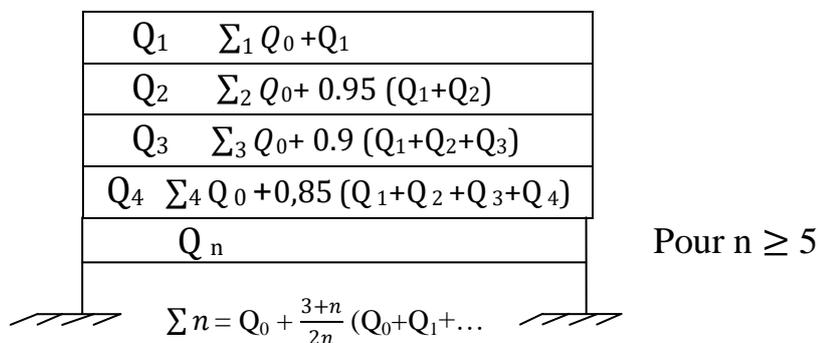
**II-4-4) Dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

Le document technique réglementaire (**DTR. B.C.2.2**) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tout les plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit : Pour  $n \geq 5$

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Dégression des charges en fonction du nombre d'étages :  $Q_0 \quad \sum_0 = Q_0$



**Figure II-9) :** valeurs de coefficient dégression (  $\frac{3+n}{2n}$  ).

niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,687	0,666

**Tableau II-7) :** valeurs de coefficient dégression ( $\frac{3+n}{2n}$ )

- **Les surcharges cumulées :**

Niveau9 :  $Q_0 = 17,755 \text{Kn}$ .

Niveau8 :  $Q_0 + Q_1 = 17,755 + 26,632 = 44,387 \text{kN}$ .

Niveau7 :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 17,755 + 0,95(2 \times 26,632) = 68,355 \text{kN}$ .

Niveau6 :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 17,755 + 0,90(3 \times 26,632) = 89,661 \text{kN}$ .

Niveau5 :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 17,755 + 0,85(4 \times 26,632) = 108,303 \text{kN}$ .

Niveau4 :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 17,755 + 0,80(5 \times 26,632) = 124,283 \text{kN}$ .

Niveau3 :  $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 17,755 + 0,75(5 \times 26,632 + 44,387) = 150,915 \text{kN}$ .

Niveau2 :  $Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 17,755 + 0,71(5 \times 26,632 + 44,387 + 88,775) = 206,843 \text{kN}$ .

Niveau1 :  $Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 17,755 + 0,68(5 \times 26,632 + 44,387 + 2 \times 88,775) = 259,22 \text{KN}$

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal N=G+Q [KN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Planchers	Poteaux	poutres	G <sub>totale</sub>	G <sub>cumulée</sub>	Q <sub>i</sub>	Q <sub>cumulée</sub>		Section trouvée	Section adoptée
7	113,27	4,781	26,68	144,73	144,73	17,755	17,755	162,49	108,32	25x25
6	91,26	4,781	26,68	122,72	267,45	26,632	44,387	311,84	207,89	25x25
5	91,26	4,781	26,68	122,72	390,17	26,632	68,355	458,525	305,68	25x25
4	91,26	4,781	26,68	122,72	512,9	26,632	89,661	602,561	401,70	30x30
3	91,26	4,781	26,68	122,72	635,62	26,632	108,30	743,92	495,94	30x30
2	91,26	4,781	26,68	122,72	758,34	26,632	124,28	882,62	588,41	30x30
Etage 1	91,26	4,781	26,68	122,72	881,06	44,387	150,91	1031,97	687,98	35x35
RDC 2	91,26	6,375	26,68	124,31	1005,3	88,775	206,84	1212,14	808,09	35x35
RDC 1	91,26	5,156	26,68	123,09	1128,4	88,775	259,22	1387,62	925,08	35x35

Tableau II-8) : Descentes des charges pour les poteaux.

**II-5) Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :**

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (Art7.4.1/ RPA 99. Version 20)

- Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots 1 \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

➤ **Poteau du RDC 1, RDC 2, Etage 1:**

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Min}(35, 35) \geq 25\text{cm} \rightarrow 35\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} : \text{puisque les hauteurs des etages sont différentes on aura :}$$

• **RDC 1:  $h_e = 3,3\text{m}$**

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{Min}(35, 35) \geq \frac{330}{20} \rightarrow 35\text{cm} > 16,5\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **RDC2 :  $h_e = 4,08\text{m}$**

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{Min}(35, 35) \geq \frac{408}{20} \rightarrow 35\text{cm} > 20,4\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Etage 1( service) :  $h_e = 3,06\text{m}$**

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{Min}(35, 35) \geq \frac{306}{20} \rightarrow 35\text{cm} > 15,3\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} \leq 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poteau du 2<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup> étage :**

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Min}(30, 30) \geq 25\text{cm} \rightarrow 35\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{Min}(35, 35) \geq \frac{306}{20} \rightarrow 35\text{cm} > 15,3\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} \leq 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poteau du 5<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage :**

$$\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Min} (25, 25) \geq 25\text{cm} \rightarrow 25\text{cm} \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{Min}(25, 25) \geq \frac{306}{20} \rightarrow 25\text{cm} > 15,3\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{25}{25} \leq 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

### Conclusion :

Les dimensions des sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

### II-6) 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. La vérification consiste à calculer l'élancement  $\lambda$  qui doit satisfaire la condition suivante :

Avec :  $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{L'élancement du poteau.}$$

$L_f$  = Longueur de flambement, ( $L_f = 0,707 L_0$ ) .

$L_0$  : Hauteur libre du poteau.

$I$  : moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe **yy** (axe faible).

$i$ : rayon de gyration .

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{a.b^3}{12} \quad \text{et} \quad B = a \times b$$

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,707L_0}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = \frac{0,707L_0 \times \sqrt{12}}{b} \rightarrow \lambda = \frac{2,42L_0}{b}$$

**Poteaux (35× 35):**

- **RDC 1:**  $L_0 = 3,3 \text{ m} \longrightarrow \lambda = 15,97 < 50 \longrightarrow \text{vérifiée.}$
- **RDC 2 :**  $L_0 = 4,08 \text{ m} \longrightarrow \lambda = 19,74 < 50 \longrightarrow \text{vérifiée.}$
- **Etage 1 (service) :**  $L_0 = 3,06 \text{ m} \longrightarrow \lambda = 14,81 < 50 \longrightarrow \text{vérifiée.}$

**Poteaux (30× 30):**  $L_0 = 3,06 \text{ m} \longrightarrow \lambda = 16,45 < 50 \longrightarrow \text{vérifiée.}$

**Poteaux (25× 25):**  $L_0 = 3,06 \text{ m} \longrightarrow \lambda = 18,51 < 50 \longrightarrow \text{vérifiée.}$

Nous constatons que tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

**II-7) Conclusion :**

À ce niveau on a pré-dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique. Les différentes règles de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre ouvrage comme suit :

➤ **Les planchers :**

- Épaisseur des planchers en corps creux : **16 + 4 = 20cm.**

➤ **Les poutres :**

- Poutres principales : **(30×45).**
- Poutres secondaires : **(30×35).**

➤ **Les voiles :**

- Épaisseur des voiles : **20 cm** pour tous les étages courants.

➤ **Les poteaux :**

- RDC, RDC 2, Etage 1 (service): **(35× 35).**
- 2<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup> niveau : **(30×30).**
- 5<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> niveau: **(25×25).**

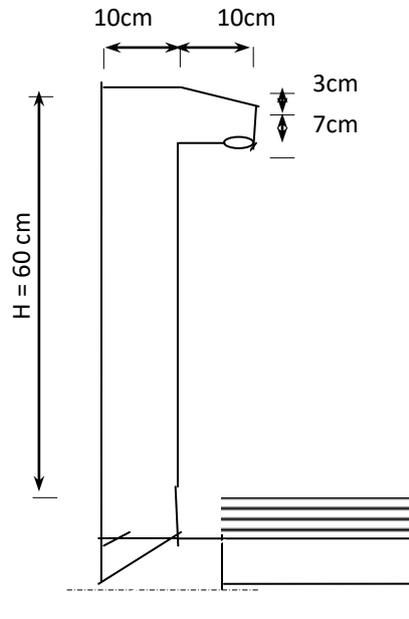
# CHAPITRE III:

## Calcul des éléments

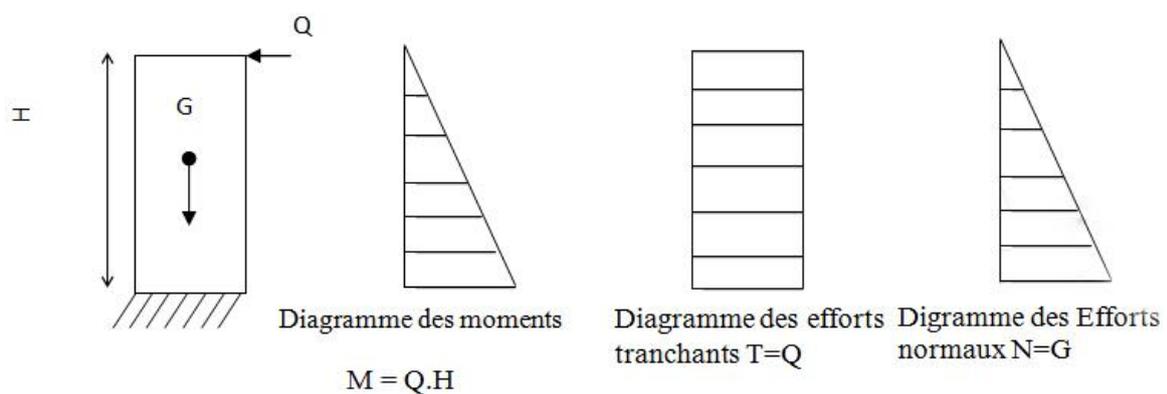
**III-1) L'acrotère :**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau des poutres périphériques.

Il est soumis à un effort  $G$  dû à son poids propre et à un effort latéral  $Q$  dû à la main courante, engendrant un moment de renversement  $M$  dans la section d'encastrement. Le ferrillage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.



**Figure III-1-1):** Coupe verticale de l'acrotère.

**III-1-1) Schémas statiques :**

**Figure III-1-2):** Schémas statiques de l'acrotère

**III-1-2) Calcul des efforts :**

Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \cdot S$$

$$G = \left[ (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \left( \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,712 \text{ KN} / \text{ml}$$

Avec :

$\rho$  : Masse volumique du béton armé.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

Effort horizontal dû à la main courante :  $Q = 1 \text{ KN} / \text{ml}$ .

Effort normal :  $N = G = 1,712 \text{ KN} / \text{ml}$ .

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

**III-1-3) Combinaisons de charges :**

$$\blacktriangleright \text{ E L U : } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

Effort normal de compression dû à G :  $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,712 = 2,311 \text{ KN} / \text{ml}$ .

Moment de renversement dû à Q :  $M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$ .

$$\blacktriangleright \text{ E L S : } q_s = G + Q$$

Effort normal de compression :  $N_s = G = 1,712 \text{ KN} / \text{ml}$ .

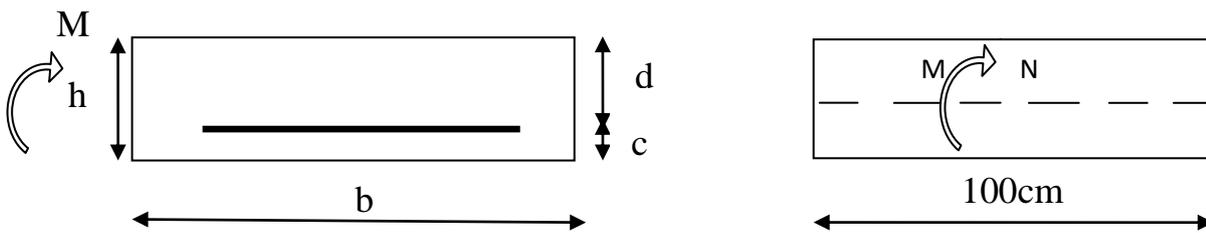
Moment de renversement :  $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$ .

**III-1-4) Ferrailage:**

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$e$  : Excentricité.

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.



$h = 10 \text{ cm}$  (épaisseur de l'acrotère).

$b = 100 \text{ cm}$  (longueur de la section).

$d = 8 \text{ cm}$ .

$c = 2 \text{ cm}$  (enrobage).

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0,9}{2.311} = 0,389m$$

$$e_u = 38,90 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3cm$$

$$e_u = 38,90cm > \frac{h}{2} - c = 3cm$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  puis on se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul en flexion simple :**

$$g = e_u + \left( \frac{h}{2} - c \right) = 0,389 + \left( \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,419 \text{ m.}$$

- Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = 2,311 \times 0,419 = 0,968 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,968 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,2} = 0,0106$$

$$\mu = 0,0106 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0,0106 \Rightarrow \beta = 0,995$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,968 \times 10^6}{0,995 \times 80 \times 348}$$

$$A_f = 34,94 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_f = 0,349 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} = (0,349 \times 100) - \frac{2,311 \times 10^3}{348}.$$

$$A = 28,25 \text{ mm}^2 \Rightarrow A = 0,28 \text{ cm}^2.$$

**III-1-5) Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité (la section minimale, BAEL91 modifié 99/ Art A 4.2.1, CBA93) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{1,712} = 35,04 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 1000 \times 80 \times 2,1}{400} \times \frac{356 - 0,455 \times 80}{356 - 0,185 \times 80}$$

$$A_{\min} = 90,485 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0,285 \text{ cm}^2.$$

Par conséquent nous prenons :

$$A = A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA8**  $\Rightarrow$  **A = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25cm**.

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 30\text{cm} \quad \text{avec : } S_t = 25\text{cm}.$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>** Avec **S<sub>t</sub> = 25cm**.

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = 40\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 25\text{cm}.$$

➤ **Vérification au cisaillement (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :**

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{1000 \times 80} = 0,0187\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  : La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (art .A.6, 1.3 /BAEL91modifiées 99, CBA93) :**

$$t_{se} \leq \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \sum U_i}$$

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

$$\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05\text{cm} \Rightarrow \sum u_i = 100,50 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 80 \times 100,5}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III-1-6) Vérification des contraintes à L'E L S :**

➤ **Contrainte dans l'acier :**

Fissuration peu nuisible aucune vérification n'est effectuée.

➤ **contrainte limite dans le béton comprimé :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14,2\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = K \sigma_{st}$$

$$\text{On a } \rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \quad \text{et } \alpha = 3(1 - \beta_1) = 0,240$$

$$\text{Donc : } k = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 40,558 = 0,852 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

### III-1-7) Vérification de l'acrotère au séisme :

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (voir tableau 6.1).

**W<sub>p</sub>** : Poids de l'élément considéré.

L'action des forces horizontales  $F_p$ , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante  $Q$ .

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 1,712 \text{ KN / ml}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,712$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN / ml} < Q = 1 \text{ KN / ml.}$$

**Conclusion** : la condition étant vérifiée, d'où le calcul au séisme est inutile.

#### ❖ ferrailage adopté :

- Armatures principales : **4HA8/ml = 2,01cm<sup>2</sup>.**
- Armatures secondaires : **4HA8/ml = 2,01cm<sup>2</sup>.**

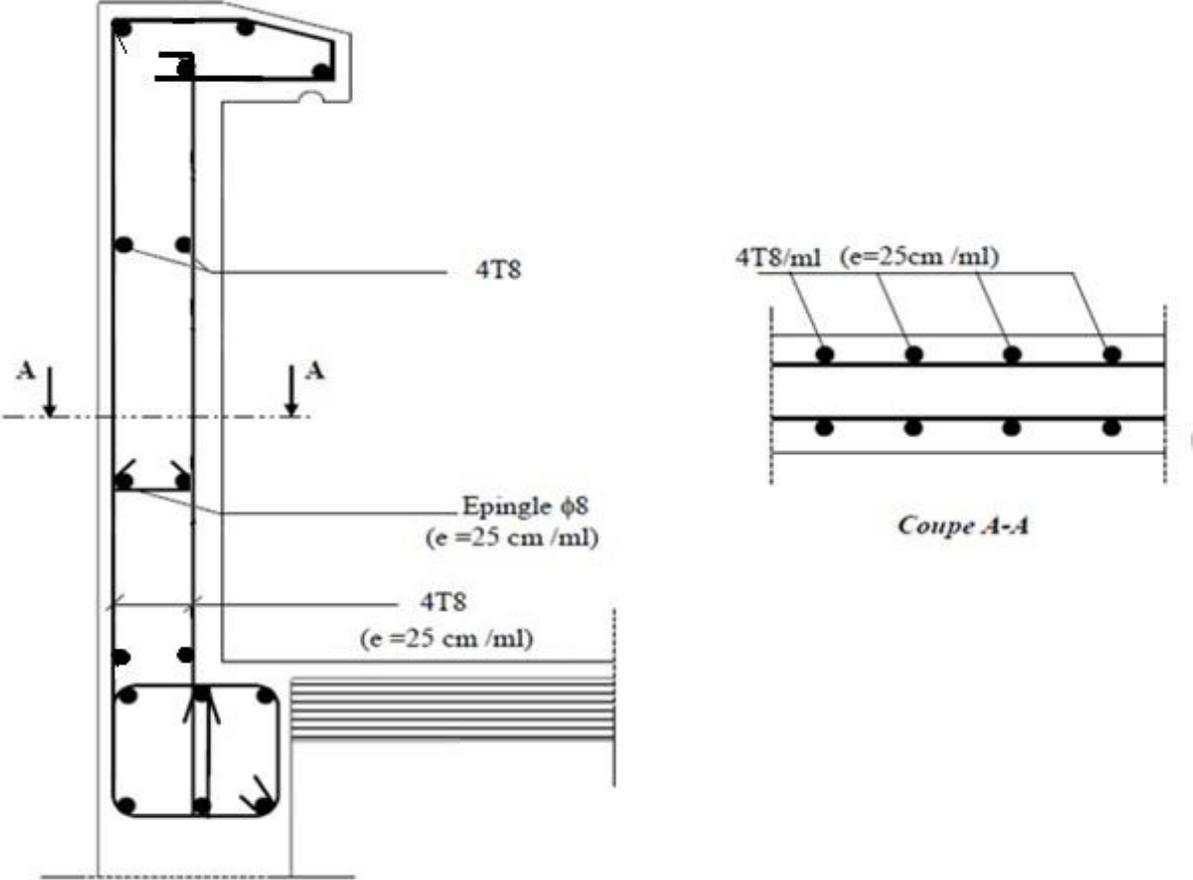
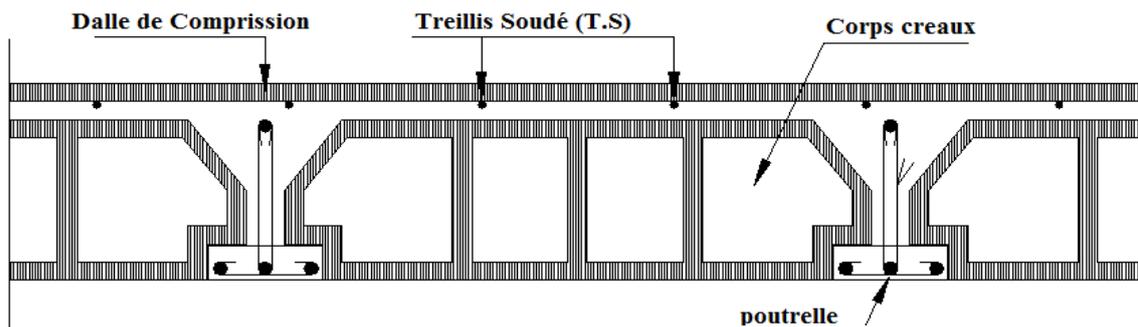


Figure III-1-3): Coffrage et ferrailage de l'acrotère

**III-2) Calcul des plancher :****III-2-1) Introduction :**

Les plancher de (16+4) sont constitués :

- Corps creux utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de 4 cm.
- Des poutrelles préfabriquées de section en T, qui sont disposées dans le sens de la petite portée sauf les balcons pour réduire la flèche espacées de 65 cm .



**Figure III-2-1) :** Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

**Dalle de compression :**

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Pour son ferrailage, on utilise du treillis soudé de nuance (TS520 ;  $\varnothing \leq 6\text{mm}$ ) dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423)**.

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

**III-2-2) Calcul des armatures :****a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

$L = 65 \text{ cm}$  : distance entre axe des poutrelles.

$f_e = 520 \text{ MPa}$  : limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad A_{\perp} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de :

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

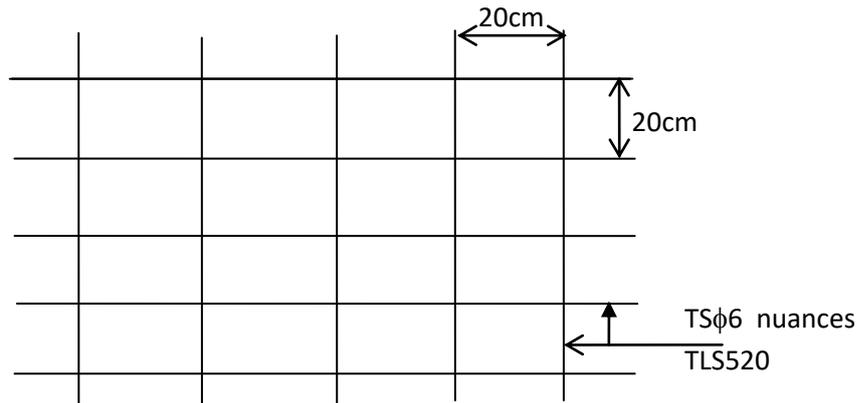
**b) Les armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \quad \longrightarrow \quad A_{//} = 5T6 = 1,41\text{cm}^2$$

Avec un espacement de :

$$e = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TL520**) de dimension (6×6×200×200).



**Figure III-2-2) :** Schéma statique du treillis soudé.

**III-2-3) Etude des poutrelles :**

**a) Dimensionnement de la poutrelle :**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

➤ **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

• **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

• **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en **Té**, les règles préconisent que la largeur **b<sub>1</sub>** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes : (**Article A.4.1, / BAEL 91 modifiée 99**)

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \end{array} \right.$$

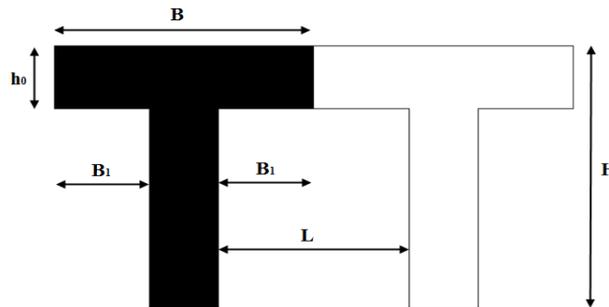


Figure III-2-3) : Coupe verticale d'une poutrelle.

Avec :

- $b_0$  : largeur de la nervure  $b_0 = 12\text{cm}$ .
- $b$  : Distance entre axe des poutrelles.
- $L$  : distance entre axe des poutrelles :  
 $L = 65 - 12 = 53\text{cm}$
- $L_1$  : Longueur de la plus grande travée  $L_1 = 3,4\text{ cm}$ .
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4\text{cm}$ .
- $H$  : hauteur totale de plancher.

#### b) Calcul de la poutrelle :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

##### 1<sup>ère</sup> Étape : avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités.

Elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à **0,95KN / m<sup>2</sup>** et la surcharge de l'ouvrier.

##### ➤ Poids propre de la poutrelle :

$$G_p = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{KN} / \text{ml}.$$

##### ➤ Poids propre de corps creux :

$$G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{KN} / \text{ml}.$$

##### ➤ Poids propre totale

$$G = G_p + G_c = 0,12 + 0,620 = 0,74 \text{KN} / \text{ml}.$$

##### ➤ La surcharge de l'ouvrier :

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

##### ➤ Calcul à l'ELU :

##### • Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{KN} / \text{ml}.$$

- **Calcul du moment en travée:**

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,4^2}{8} = 3,61 \text{ KN.m.}$$

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

$$T = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{2,5 \times 3,4}{2} = 4,25 \text{ KN.}$$

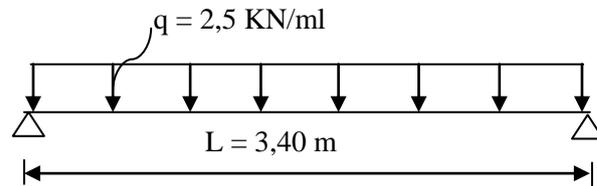


Figure III-2-4) : Schéma statique d'une travée de la poutelle.

- **Calcul de la section d'armature :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Soit l'enrobage  $c=2\text{cm}$  .

La hauteur :  $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$ .

$b = 12 \text{ cm}$  ;  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$ .

$$\mu_b = \frac{3,61 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,29 > \mu = 0,039 \longrightarrow \text{Section doublement armée .}$$

### ➤ Conclusion :

Vu les faibles dimensions de la poutelle ( $12 \times 4$ ); il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ( $ASC = 0$ ) ne soient pas nécessaire (l'espacement entre étais est compris entre (80 et 120 cm) .

### 2<sup>eme</sup> : Etape : Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage du béton, la poutelle travaille comme une poutre continue de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis, ceux de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple, elle supporte son poids propre , le poids du corps creux , le poids de la dalle , en plus des charges et des surcharges éventuelles revenant au plancher .

➤ **Largeur efficace de la table de compression :**

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm.} \\ \text{Min} b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{340}{10} = 34 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{340}{2} = 113,33 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On prend :

$$b_1 = 26,5 \text{ cm.}$$

**Avec :**

La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles  $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$ .

$L_1$  : Longueur de la plus grande travée  $L_1 = 3,4 \text{ m}$ .

$b_0$  : Largeur de la nervure  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poids du plancher :**

• **Plancher étage courant :**

$$\text{Charge permanentes : } G = 5,1 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Charge d'exploitations : } Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN / ml.}$$

• **Planchers étage 1 (service) :**

$$\text{Charge permanentes : } G = 5,1 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN / ml.}$$

• **Plancher RDC1, RDC2 :**

$$\text{Charge permanente } G = 5,1 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ KN / ml.}$$

• **Plancher terrasse inaccessible :**

$$\text{Charge permanentes : } G = 6,38 \times 0,65 = 4,147 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN / ml.}$$

➤ **Combinaison de charges :**

• **Plancher étage courant :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,315 + 1,5 \times 0,975 = 5,937 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 3,315 + 0,975 = 4,292 \text{ KN / ml.}$$

• **Plancher étage 1(service) :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,315 + 1,5 \times 1,625 = 6,912 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 3,315 + 1,625 = 4,940 \text{ KN / ml.}$$

• **Plancher RDC1, RDC2 :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,315 + 1,5 \times 3,25 = 9,350 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 3,315 + 3,25 = 6,565 \text{ KN / ml.}$$

• **plancher terrasse inaccessible :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,147 + 1,5 \times 0,65 = 6,573 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 4,147 + 0,65 = 4,797 \text{ KN / ml.}$$

**Remarque :**

On constate que le chargement pour les planchers (RDC1 et RDC2) est le plus défavorable.

Vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera ce dernier pour le calcul du ferrailage.

**III-2-4) Choix de la méthode :**

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

**a) Méthode forfaitaire :**

- **Vérification des conditions d'application de la méthode :(Art B.6.2.210 BAEL 91 modifié 99)**

• **Hypothèse :**

-La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

$$Q \leq 2G; 5 \text{ KN / m}^2$$

- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

➤ **Vérification :**

On a

$$\left. \begin{array}{l} Q = 5 \text{ KN/ml.} \\ 2G = 2 \times 5,1 = 10,2 \text{ KN/m.} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées → **Condition vérifiée.**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\text{c. à. d :} \quad 0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,4}{3,3} = 1,03 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,3}{3,2} = 1,03 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,2}{3,2} = 1 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,3}{3,4} = 0,97 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

- La fissuration est considérée comme peu nuisible.

**Conclusion :** toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est applicable.

**III-2-5) Exposé de la méthode de calcul :**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

Les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- $M_0$  : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.  
 $M_0 = \frac{q l^2}{8}$  ; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- $M_w$  et  $M_e$  : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- $M_t$  : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$\text{a) } M_t \geq \max \left[ 1,05 M_0; (1+0,3\alpha) M_0 \right] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

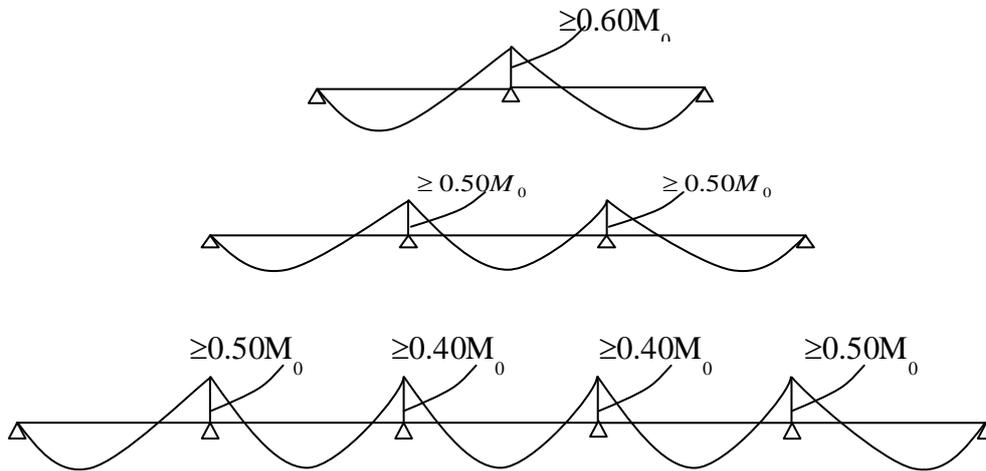
$$\text{b) } M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$\text{c) } M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée de rive. .}$$

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6 M : pour une poutre de deux travées.
- 0,5 M<sub>0</sub> : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,4 M<sub>0</sub> : pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis, on aura le diagramme suivant



**Figure III-2-5) :** coefficients de correction des moments aux appuis.

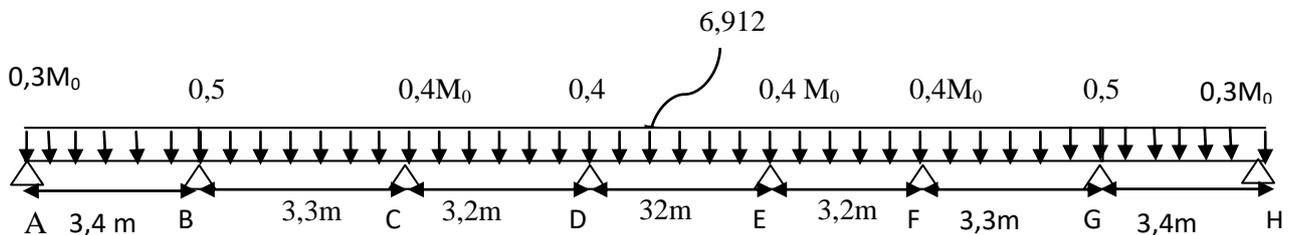
**III-2-6) Application de la méthode forfaitaire :**

$$a = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec : } 0 \leq a \leq \frac{2}{3}$$

On aura :  $a = \frac{2,5}{2,5+5,1} = 0,328 \rightarrow 0 \leq 0,328 \leq \frac{2}{3} \longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

➤ **Calcul a l'ELU :**

$$q_u = 6,912 \text{ KN / ml}$$



**Figure III-2-6):** Schéma statique de la poutrelle

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

• **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,350 \times 3,40^2}{8} = 13,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,350 \times 3,30^2}{8} = 12,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,350 \times 3,20^2}{8} = 13,96 \text{ KN.m}$$

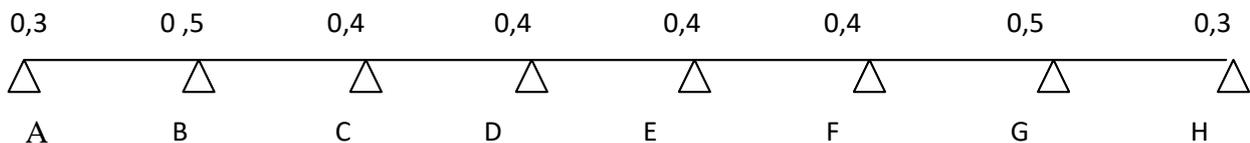
$$M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,350 \times 3,20^2}{8} = 13,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,350 \times 3,20^2}{8} = 13,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,350 \times 3,3^2}{8} = 12,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,350 \times 3,40^2}{8} = 13,51 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments aux appuis**



**Figure III-2-7):** Valeurs des moments sur appuis.

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 13,51 = 4,053 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5(13,51 ; 12,72) = 0,5 \times 13,51 = 6,755 \text{ kn.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4(12,72; 13,96) = 0,4 \times 13,96 = 5,584 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4(13,96; 13,96) = 0,4 \times 13,96 = 5,584 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4(13,96 ; 13,96) = 0,4 \times 13,96 = 5,584 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0,4(13,96 ; 12,72) = 0,4 \times 13,96 = 5,584 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,5 \text{Max} (M_{06}; M_{07}) = 0,5(12,72 ; 13,51) = 0,5 \times 13,51 = 6,755 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0,3M_{07} = 0,3 \times 13,51 = 4,053 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

- **Etude de la travée AB :**(travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max[1,05M_{01}; (1+0,3)M_{01}] - \frac{(M_A + M_B)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max[14,185; 14,83] - \frac{(4,053+6,755)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 14,83 - 5,404 = 9,426 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3a}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,328)}{2} \times 13,51 = 8,770 \text{ KN.m}$$

**On prend :  $M_t^{AB} = 9,426 \text{ KN.m.}$**

- **Etude de la travée BC :**(travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{02}; (1+0,3)M_{02}] - \frac{(M_B + M_C)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max[13,356; 13,971] - \frac{(6,755 + 5,584)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 13,971 - 6,169 = 7,802 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3a}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,328)}{2} \times 12,72 = 6,985 \text{ KN.m}$$

**On prend :  $M_t^{BC} = 7,802 \text{ KN.m.}$**

- **Etude de la travée CD :**(travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max[1,05M_{03}; (1+0,3)M_{03}] - \frac{(M_C + M_D)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max[14,658; 15,333] - \frac{(5,584 + 5,584)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 15,333 - 5,578 = 9,749 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3a}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,328)}{2} \times 13,96 = 7,666 \text{ KN.m}$$

**On prend :  $M_t^{CD} = 9,749 \text{ KN.m}$**

- **Etude de la travée DE :**(travée intermédiaire)

$$M_t^{DE} \geq \max[1,05M_{04}; (1+0,3)M_{04}] - \frac{(M_D + M_E)}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \max[14,658; 15,333] - \frac{(5,584 + 5,584)}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq 15,333 - 5,584 = 9,749 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3a}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3 \times 0,328)}{2} \times 13,96 = 7,666 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{DE} = 9,749 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée EF** : (travée intermédiaire)

$$M_t^{EF} \geq \max[1,05M_{05}; (1+0,3)M_{05}] - \frac{(M_E + M_F)}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \max[14,658; 15,333] - \frac{(5,584 + 5,584)}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq 15,333 - 5,584 = 9,749 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1+0,3a}{2} M_{05} = \frac{1+(0,3 \times 0,328)}{2} \times 13,96 = 7,666 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{EF} = 9,749 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée FG** : (travée intermédiaire)

$$M_t^{FG} \geq \max[1,05M_{06}; (1+0,3)M_{06}] - \frac{(M_F + M_G)}{2}$$

$$M_t^{FG} \geq \max[13,356; 13,971] - \frac{(5,584 + 6,755)}{2}$$

$$M_t^{FG} \geq 13,971 - 6,179 = 7,791 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{FG} \geq \frac{1+0,3a}{2} M_{06} = \frac{1+(0,3 \times 0,328)}{2} \times 12,72 = 6,985 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{FG} = 7,791 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée GH** : (travée de rive)

$$M_t^{GH} \geq \max[1,05M_{07}; (1+0,3)M_{07}] - \frac{(M_G + M_H)}{2}$$

$$M_t^{GH} \geq \max[14,185; 14,839] - \frac{(6,755 + 4,053)}{2}$$

$$M_t^{GH} \geq 14,839 - 5,404 = 9,435 \text{ KN.m}$$

$$M_{GH} \geq \frac{1,2+0,3a}{2} M_{07} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,328)}{2} \times 13,51 = 8,770 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{GH} = 9,435 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants :**

**Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = \frac{9,350 \times 3,4}{2} + \frac{[(-6,755) - (-4,053)]}{3,4} = 15,100 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{(-q_u \times l_{AB})}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = \frac{(-9,350 \times 3,4)}{2} + \frac{[(-6,755) - (-4,053)]}{3,4} = -16,689 \text{ KN.}$$

**Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = \frac{9,350 \times 3,3}{2} + \frac{[(-5,584) - (-6,755)]}{3,3} = 15,782 \text{ KN.}$$

$$T_C = \frac{(-q_u \times l_{BC})}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = \frac{-9,350 \times 3,3}{2} + \frac{[(-5,584) - (-6,755)]}{3,3} = -15,072 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$T_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = \frac{9,350 \times 3,2}{2} + \frac{[(-5,584) - (-5,584)]}{3,2} = 14,960 \text{ KN.}$$

$$T_D = \frac{(-q_u \times l_{CD})}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_D = \frac{(-9,350 \times 3,2)}{2} + \frac{[(-5,584) - (-5,584)]}{3,2} = -14,960 \text{ KN}$$

**Travée DE :**

$$T_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_D = \frac{9,350 \times 3,2}{2} + \frac{[(-5,584) - (-5,584)]}{3,2} = 14,960 \text{ KN.}$$

$$T_E = \frac{(-q_u \times l_{DE})}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_E = \frac{(-9,350 \times 3,2)}{2} + \frac{[(-5,584) - (-5,584)]}{3,2} = -14,960 \text{ KN.}$$

**Travée EF :**

$$T_E = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_E = \frac{9,350 \times 3,2}{2} + \frac{[-(-5,584) - (-5,584)]}{3,2} = 14,960 \text{ KN.}$$

$$T_F = \frac{(-q_u \times l_{EF})}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_F = \frac{(-9,350 \times 3,2)}{2} + \frac{[-(-5,584) - (-5,584)]}{3,2} = -14,960 \text{ KN.}$$

**Travée FG :**

$$T_F = \frac{q_u \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$T_F = \frac{9,350 \times 3,3}{2} + \frac{[-(-6,755) - (-5,584)]}{3,3} = 15,072 \text{ KN.}$$

$$T_G = \frac{(-q_u \times l_{FG})}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$T_G = \frac{(-9,350 \times 3,3)}{2} + \frac{[-(-6,755) - (-5,584)]}{3,3} = -15,782 \text{ KN.}$$

**Travée GH:**

$$T_G = \frac{q_u \times l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$T_G = \frac{9,350 \times 3,4}{2} + \frac{[-(-4,053) - (-6,755)]}{3,4} = 16,689 \text{ KN.}$$

$$T_H = \frac{(-q_u \times l_{GH})}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$T_H = \frac{(-9,350 \times 3,4)}{2} + \frac{[-(-4,053) - (-6,755)]}{3,4} = -15,100 \text{ KN}$$

Les moments trouvés aux appuis et en travée sont résumés dans le tableau suivant :

Moments aux appuis (KN.m)							
M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>	M <sub>E</sub>	M <sub>F</sub>	M <sub>G</sub>	M <sub>H</sub>
4,053	5,584	5,584	5,584	5,584	5,584	6,755	4,053
Moments en travées(KN.m)							
M <sub>t</sub> <sup>AB</sup>	M <sub>t</sub> <sup>BC</sup>	M <sub>t</sub> <sup>CD</sup>	M <sub>t</sub> <sup>DE</sup>	M <sub>t</sub> <sup>EF</sup>	M <sub>t</sub> <sup>FG</sup>	M <sub>t</sub> <sup>GH</sup>	
9,426	7,802	9,749	9,749	9,749	7,791	9,435	

**Tableau III-2-1) :** tableau récapitulatif des moments aux appuis et en travée.

• Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU):

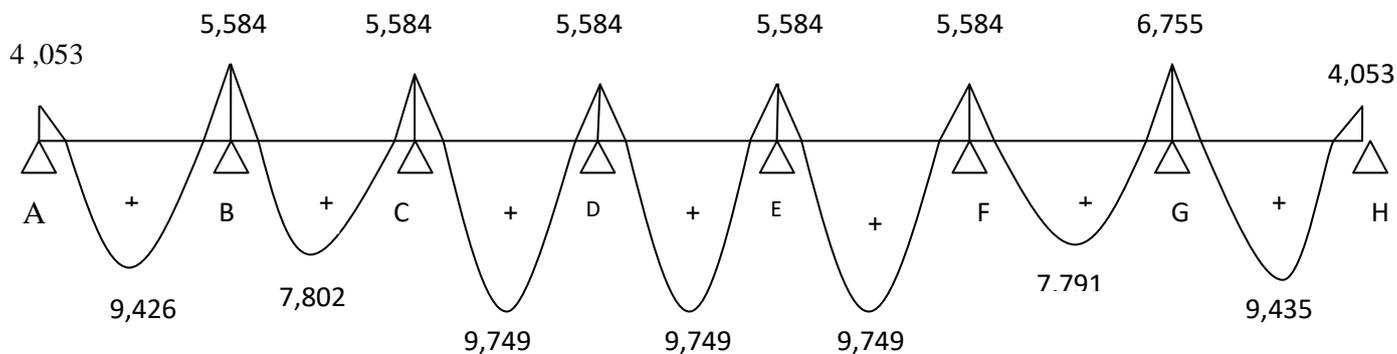


Figure III-2-8): diagramme des moments fléchissant.

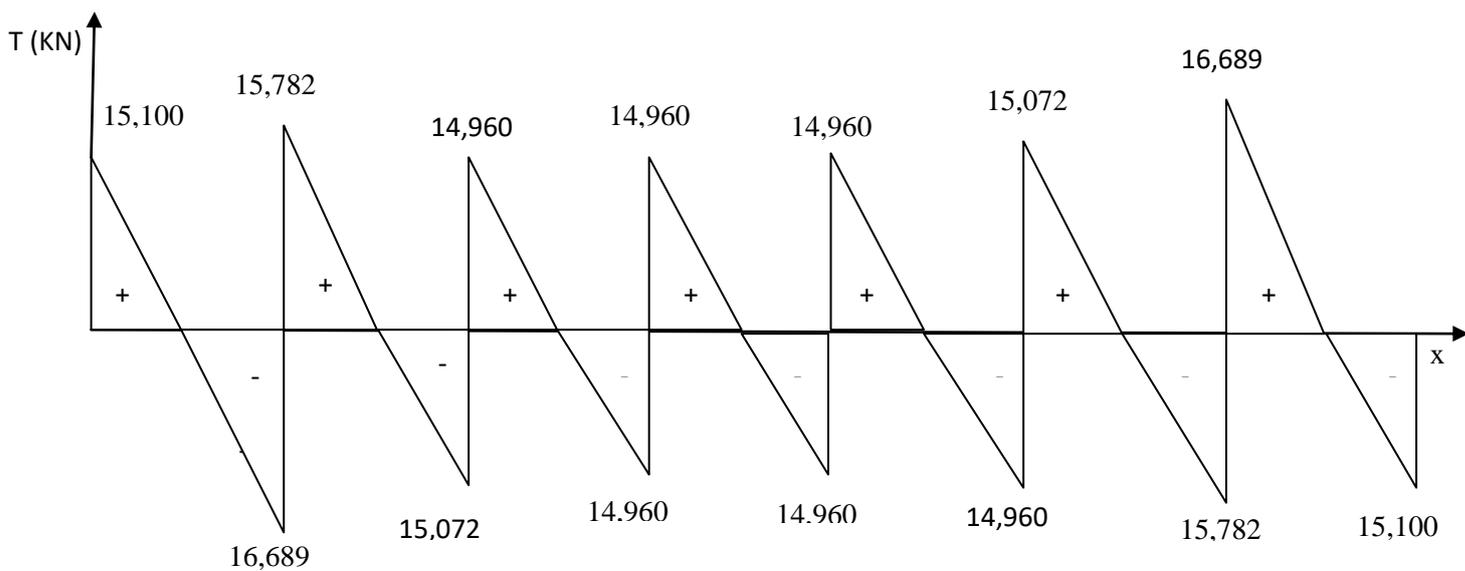


Figure III-2-9) : diagramme des efforts tranchants.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

• **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,350 \times 3,2^2}{8} = 11,968 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,350 \times 3,30^2}{8} = 12,727 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,350 \times 3,4^2}{8} = 13,510 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 13,51 = 4,053 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5(13,51; 12,72) = 0,5 \times 13,51 = 6,755 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,5(12,72; 13,96) = 0,5 \times 13,96 = 6,980 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

▪ **Etude de la travée AB :**(travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max[1,05M_{01}; (1+0,3)M_{01}] - \frac{(M_A + M_B)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max[14,185; 14,839] - \frac{(4,053 + 6,755)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 14,839 - 5,404 = 9,435 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2 + (0,3 \times 0,328)}{2} \times 13,51 = 8,767 \text{ KN.m}$$

**On prend :  $M_t^{AB} = 9,435 \text{ KN.m}$ .**

▪ **Etude de la travée BC :**(travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{02}; (1+0,3)M_{02}] - \frac{(M_B + M_C)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max[13,356; 13,971] - \frac{(6,755 + 5,584)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 13,971 - 6,169 = 5,480 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1 + (0,3 \times 0,328)}{2} \times 12,72 = 6,985 \text{ KN.m}$$

**On prend :  $M_t^{BC} = 6,985 \text{ KN.m}$ .**

- **Etude de la travée CD :**(travée de rive)

$$M_t^{CD} \geq \max[1,05M_{03}; (1+0,3)M_{03}] - \frac{(M_C + M_D)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max[14,658; 15,333] - \frac{(5,584 + 5,584)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 15,333 - 5,584 = 9,749 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1,2 + (0,3 \times 0,328)}{2} \times 13,96 = 9,06 \text{ KN.m}$$

**On prend :  $M_t^{CD} = 9,749 \text{ KN.m}$ .**

- **Calcul des efforts tranchants :**

**Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = \frac{(9,350 \times 3,2)}{2} + \frac{[-6,755] - [-4,053]}{3,2} = 14,115 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{(-q_u \times l_{AB})}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = \frac{(-9,350 \times 3,2)}{2} + \frac{[-6,755] - [-4,053]}{3,2} = -15,804 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = \frac{9,350 \times 3,3}{2} + \frac{(-5,584) - (-6,755)}{3,3} = 15,782 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = \frac{(-9,350 \times 3,3)}{2} + \frac{(-5,584) - (-6,755)}{3,3} = -15,072 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$T_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = \frac{9,350 \times 3,4}{2} + \frac{(-5,584) - (-5,584)}{3,4} = 15,895 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{(-q_u \times l_{CD})}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_D = \frac{-9,350 \times 3,4}{2} + \frac{(-5,584) - (-5,584)}{3,4} = -15,895 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

• **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,350 \times 3,4^2}{8} = 13,510 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,350 \times 3,3^2}{8} = 12,727 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments aux appuis**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 13,51 = 4,053 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,6(13,51; 12,72) = 0,6 \times 13,51 = 8,106 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3M_{02} = 0,3 \times 12,72 = 3,816 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

▪ **Etude de la travée AB :** (travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max[1,05M_{01}; (1+0,3)M_{01}] - \frac{(M_A + M_B)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max[14,185; 14,839] - \frac{(4,053 + 6,755)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 14,839 - 5,404 = 9,435 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2 + (0,3 \times 0,328)}{2} \times 13,51 = 8,767 \text{ KN.m}$$

**On prend :  $M_t^{AB} = 9,435 \text{ kn.m}$ .**

▪ **Etude de la travée BC :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{02}; (1+0,3)M_{02}] - \frac{(M_B + M_C)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max[13,356; 13,971] - \frac{(6,755 + 5,584)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 13,356 - 6,169 = 7,187 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1,2 + (0,3 \times 0,328)}{2} \times 12,72 = 8,255 \text{ KN.m}$$

**On prend :  $M_t^{BC} = 8,255 \text{ KN.m}$ .**

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

**Travée AB :**

$$T_A = \frac{(q_u \times l_{AB})}{2} + \frac{(M_B - M_A)}{l_{AB}}$$

$$T_A = \frac{(9,350 \times 3,4)}{2} + \frac{(-6,755) - (-4,053)}{3,4} = 15,100 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{(-q_u \times l_{AB})}{2} + \frac{(M_B - M_A)}{l_{AB}}$$

$$T_B = \frac{(-9,350 \times 3,4)}{2} + \frac{(-6,755) - (-4,053)}{3,4} = -16,689 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$T_B = \frac{(q_u \times l_{BC})}{2} + \frac{(M_C - M_B)}{l_{BC}}$$

$$T_B = \frac{(9,350 \times 3,3)}{2} + \frac{(-5,585) - (-6,755)}{3,3} = 15,782 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{(-q_u \times l_{BC})}{2} + \frac{(M_C - M_B)}{l_{BC}}$$

$$T_C = \frac{(-9,350 \times 3,3)}{2} + \frac{(-5,585) - (-6,755)}{3,3} = -15,072 \text{ KN}$$

**III-2-7 Ferrailage à l'ELU :**

**a) Armatures longitudinales :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 6,974 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = M_b^{\max} = 4,993 \text{ KN.m} .$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; d = 18\text{cm}.$$

➤ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 6,974 \text{ KN.m}.$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

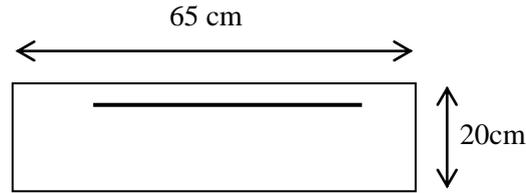
$$M_t = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 6,974 \text{ KN.m} \langle M_t \Rightarrow L'axe neutre est dans la table de compression$$

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .



$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,974 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_t = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,023 \rightarrow \beta = 0,9885$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,974 \times 10^5}{0,9885 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,12 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA10=2,36cm<sup>2</sup>**.

➤ **Aux appuis :**

$$M_{a \max} = 4,993 \text{ KN.m.}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 20 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4,993}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,090$$

$$\mu = 0,090 < \mu = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,090 \rightarrow \beta = 0,923$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{4,993 \times 10^3}{0,953 \times 18 \times 348} = 0,836 \text{ cm}^2.$$

Soit : **A<sub>a</sub> = 2HA10 = 1,57cm<sup>2</sup>**.

**b) Armatures transversales : [Art A.7.2 ,2/BAEL 91 modifie 99]**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_\ell; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\phi_\ell$  : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 10; \frac{12}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{0,571; 10; 1,2\}$$

$$\phi_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

**On prend: A<sub>t</sub> = 2HA8 = 1,01 cm<sup>2</sup>**.

## c) Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$  constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91modifié 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1,01 \times 400}{12 \times 15} = 2,244 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## III-2-8) Vérification à l'ELU :

## ➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

**En travée :**  $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

## ➤ Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_u^{\max} = 12,33 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{12,33 \times 10^3}{120 \times 180}$$

$$\tau_u = 0,570 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 0,570 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3,14 \times (3 \times 10) = 94,2 \text{ mm:}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,33 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,807 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,807 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

➤ L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313)

• Sur le béton :

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 12,33 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

• Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 1,57 \geq \frac{1,15}{400} \left( 12,33 + \frac{6,974}{0,9 \times 18} \right) = 0,036$$

⇒ condition vérifiée .

➤ L'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \varphi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,0 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 35,35 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e \text{ E400, acier HA, } L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 35,35 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec  $L_s = 0,4 L_s$

$$L_s = 0,4 \times 35,35 = 14,14 \text{ cm.}$$

$$L_s = 15 \text{ cm.}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 12,33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{12,33 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,105$$

$$\tau_u = 0,105 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4,347, 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,105 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III-2-9) Calcul à l'ELS :**➤ **Calcul du moment isostatique :**

$$q_s = 4,940 \text{ KN/ml.}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2,5}{5,1+2,5} = 0,328$$

$$M_{01} = \frac{q_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4,940 \times 3,4^2}{8} = 7,138 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4,940 \times 3,3^2}{8} = 6,724 \text{ KN.m}$$

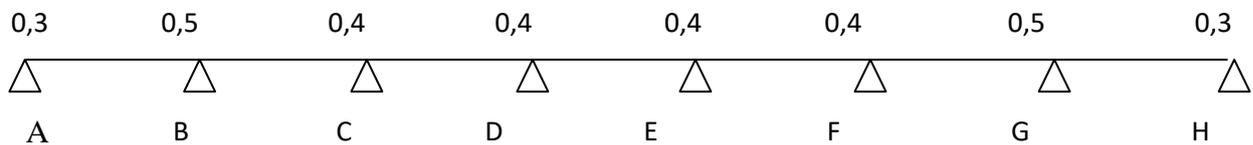
$$M_{03} = \frac{q_s \times l_{CD}^2}{8} = \frac{4,940 \times 3,2^2}{8} = 6,323 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_s \times l_{DE}^2}{8} = \frac{4,940 \times 3,2^2}{8} = 6,323 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_s \times l_{EF}^2}{8} = \frac{4,940 \times 3,2^2}{8} = 6,323 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q_s \times l_{FG}^2}{8} = \frac{4,940 \times 3,3^2}{8} = 6,724 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = \frac{q_s \times l_{GH}^2}{8} = \frac{4,940 \times 3,4^2}{8} = 7,138 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :****Figure III-2-10) : Correction des moments sur appuis**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 7,138 = 2,141 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5(7,138 ; 6,724) = 0,5 \times 7,138 = 3,569 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4(6,724 ; 6,323) = 0,4 \times 6,724 = 2,689 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4(6,323 ; 6,323) = 0,4 \times 6,323 = 2,529 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4(6,323 ; 6,323) = 0,4 \times 6,323 = 2,529 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0,4(6,323 ; 6,724) = 0,4 \times 6,724 = 2,689 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,5 \text{Max} (M_{06}; M_{07}) = 0,5(6,724 ; 7,138) = 0,5 \times 7,138 = 3,569 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0,3M_{07} = 0,3 \times 7,138 = 2,141 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments en travées :

- Etude de la travée AB :(travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max[1,05M_{01}; (1+0,3)M_{01}] - \frac{(M_A + M_B)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max[7,494 ; 7,837] - \frac{(2,141+3,569)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 7,837 - 2,855 = 4,982 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,328)}{2} \times 7,138 = 4,632 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{AB} = 4,982 \text{ KN.m}$ .

- Etude de la travée BC :(travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{02}; (1+0,3)M_{02}] - \frac{(M_B + M_C)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max[7,060 ; 7,382] - \frac{(3,569+2,689)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 7,382 - 3,129 = 4,253 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,328)}{2} \times 6,724 = 3,691 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{BC} = 4,253 \text{ KN.m}$

- Etude de la travée CD :(travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max[1,05M_{03}; (1+0,3)M_{03}] - \frac{(M_C + M_D)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max[6,639 ; 6,942] - \frac{(2,689+2,529)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 6,942 - 2,609 = 4,333 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,328)}{2} \times 6,323 = 3,471 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{CD} = 4,333 \text{ KN.m}$ .

- Etude de la travée DE :(travée intermédiaire)

$$M_t^{DE} \geq \max[1,05M_{04}; (1+0,3)M_{04}] - \frac{(M_D + M_E)}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \max[6,639 ; 6,942] - \frac{(2,529+2,529)}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq 6,942 - 2,529 = 4,413 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3 \times 0,328)}{2} \times 6,323 = 3,471 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{DE} = 4,413 \text{ KN.m}$ .

➤ **Etude de la travée EF** :(travée intermédiaire)

$$M_t^{EF} \geq \max[1,05M_{05}; (1+0,3)M_{05}] - \frac{(M_E + M_F)}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \max[6,639; 6,942] - \frac{(2,529 + 2,689)}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq 6,942 - 2,609 = 4,333 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1+(0,3 \times 0,328)}{2} \times 6,323 = 3,471 \text{ KN.m}$$

**On prend :  $M_t^{EF}=4,333 \text{ KN.m}$ .**

➤ **Etude de la travée FG** :(travée intermédiaire)

$$M_t^{FG} \geq \max[1,05M_{06}; (1+0,3)M_{06}] - \frac{(M_F + M_G)}{2}$$

$$M_t^{FG} \geq \max[7,060; 7,382] - \frac{(2,689 + 3,569)}{2}$$

$$M_t^{FG} \geq 7,382 - 3,129 = 4,253 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{FG} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{06} = \frac{1+(0,3 \times 0,328)}{2} \times 6,724 = 3,691 \text{ KN.m}$$

**On prend :  $M_t^{FG}=4,253 \text{ KN.m}$ .**

➤ **Etude de la travée GH** :(travée de rive)

$$M_{GH} \geq \max[1,05M_{07}; (1+0,3)M_{07}] - \frac{(M_G + M_H)}{2}$$

$$M_t^{GH} \geq \max[7,494; 7,837] - \frac{(3,569 + 2,141)}{2}$$

$$M_t^{GH} \geq 7,837 - 2,855 = 4,982 \text{ KN.m}$$

$$M_{GH} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{07} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,328)}{2} \times 7,138 = 4,632 \text{ KN.m}$$

**On prend :  $M_t^{GH}=4,982 \text{ KN.m}$ .**

## ➤ Calcul des efforts tranchants :

## • Travée AB :

$$T_A = \frac{q_s \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = \frac{4,940 \times 3,4}{2} + \frac{(-3,569) - (-2,141)}{3,4} = 7,978 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{(-q_s \times l_{AB})}{2} + \frac{(M_B - M_A)}{l_{AB}}$$

$$T_B = \frac{(-4,940 \times 3,4)}{2} + \frac{(-3,569) - (-2,141)}{3,4} = -8,818 \text{ KN}$$

## • Travée BC :

$$T_B = \frac{(q_s \times l_{BC})}{2} + \frac{(M_C - M_B)}{l_{BC}}$$

$$T_B = \frac{(4,940 \times 3,3)}{2} + \frac{(-2,689) - (-3,569)}{3,3} = 8,417 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{(-q_s \times l_{BC})}{2} + \frac{(M_C - M_B)}{l_{BC}}$$

$$T_C = \frac{(-4,940 \times 3,3)}{2} + \frac{(-2,689) - (-3,569)}{3,3} = -7,884 \text{ KN}$$

## • Travée CD :

$$T_C = \frac{(q_s \times l_{CD})}{2} + \frac{(M_D - M_C)}{l_{CD}}$$

$$T_C = \frac{4,940 \times 3,2}{2} + \frac{(-2,529) - (-2,689)}{3,2} = 7,954 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{(-q_s \times l_{CD})}{2} + \frac{(M_D - M_C)}{l_{CD}}$$

$$T_D = \frac{(-4,940 \times 3,2)}{2} + \frac{(-2,529) - (-2,689)}{3,2} = -7,854 \text{ KN}$$

## • Travée DE :

$$T_D = \frac{(q_s \times l_{DE})}{2} + \frac{(M_E - M_D)}{l_{DE}}$$

$$T_D = \frac{(4,940 \times 3,2)}{2} + \frac{(-2,529) - (-2,529)}{3,2} = 7,904 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{(-q_s \times l_{DE})}{2} + \frac{(M_E - M_D)}{l_{DE}}$$

$$T_E = \frac{(-4,940 \times 3,2)}{2} + \frac{(-2,529) - (-2,529)}{3,2} = -7,904 \text{ KN}$$

- **Travée EF :**

$$T_E = \frac{(q_s \times l_{EF})}{2} + \frac{(M_F - M_E)}{l_{EF}}$$

$$T_E = \frac{(4,940 \times 3,2)}{2} + \frac{(-2,689) - (-2,529)}{3,2} = 7,854 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{(-q_s \times l_{EF})}{2} + \frac{(M_F - M_E)}{l_{EF}}$$

$$T_F = \frac{(-4,940 \times 3,2)}{2} + \frac{(-2,689) - (-2,529)}{3,2} = -7,954 \text{ KN}$$

- **Travée FG :**

$$T_F = \frac{(q_s \times l_{FG})}{2} + \frac{(M_G - M_F)}{l_{FG}}$$

$$T_F = \frac{(4,940 \times 3,3)}{2} + \frac{(-3,569) - (-2,689)}{3,3} = 7,884 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{(-q_s \times l_{FG})}{2} + \frac{(M_G - M_F)}{l_{FG}}$$

$$T_G = \frac{(-4,940 \times 3,3)}{2} + \frac{(-3,569) - (-2,689)}{3,3} = -8,417 \text{ KN}$$

- **Travée GH :**

$$T_G = \frac{(q_s \times l_{GH})}{2} + \frac{(M_H - M_G)}{l_{GH}}$$

$$T_G = \frac{(4,940 \times 3,4)}{2} + \frac{(-2,141) - (-3,569)}{3,4} = 8,818 \text{ KN}$$

$$T_H = \frac{(-q_s \times l_{GH})}{2} + \frac{(M_H - M_G)}{l_{GH}}$$

$$T_H = \frac{(-4,940 \times 3,4)}{2} + \frac{(-2,141) - (-3,569)}{3,4} = -7,978 \text{ KN}$$

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants(ELS):

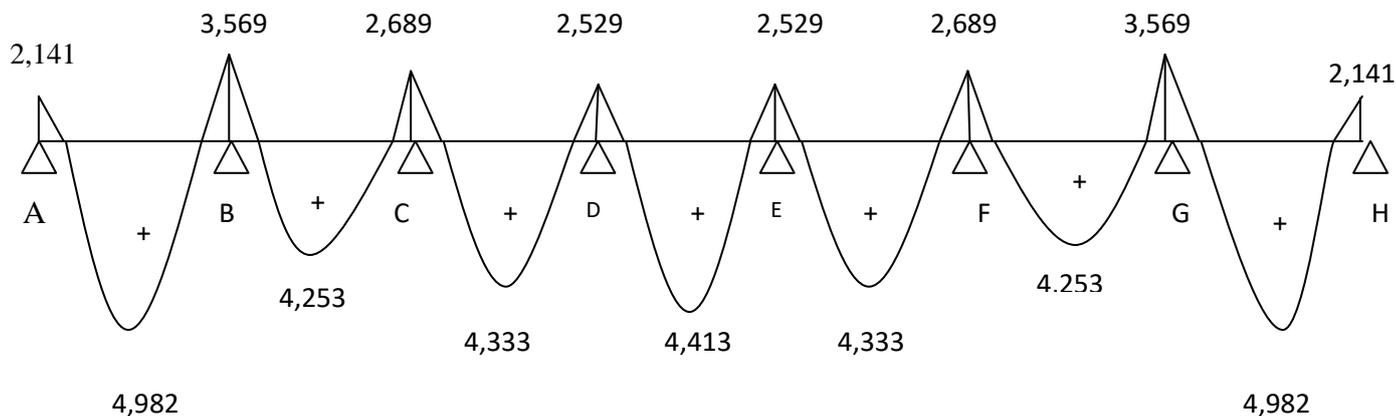


Figure III-2-11) : diagramme des moments fléchissant

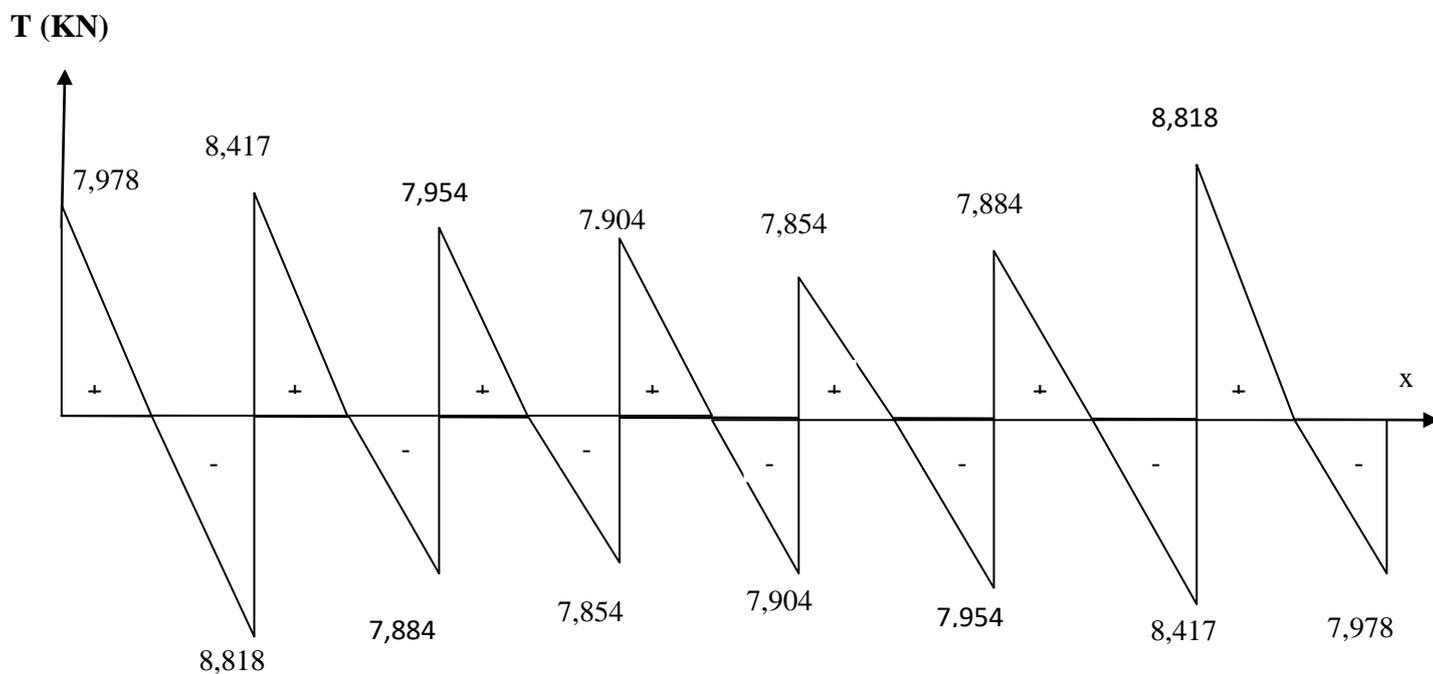


Figure III-2-12) : diagramme des efforts tranchants

**III-2-10) Vérification à l'E.L.S :****a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisible, Aucune vérification n'est à effectuer.

**b) Etat limite de résistance à la compression du béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec: } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec: } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

**➤ En travée :****La contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092$$

Par Interpolation on trouve :

$$\beta_1 = 0,856 \longrightarrow \alpha_1 = 0,432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,432}{15(1 - 0,432)} = 0,050$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{4,982 \times 10^6}{0,856 \times 18 \times 2,36 \times 10^3} = 137 \text{ MPa.}$$

$$K \cdot \sigma_s = 6,85 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

**➤ Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726$$

$$\beta_1 = 0,8774 (\text{avec l'interpolation}) \rightarrow \alpha_1 = 0,370$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{3,569 \times 10^6}{0,8774 \times 18 \times 1,57 \times 10^3} = 143,938 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,370}{15(1 - 0,370)} = 0,0391$$

$$K \cdot \sigma_s = 5,627 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**c) Etat limite de déformation : (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :**

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 du **BAEL.91 (article B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,058 < \frac{1}{16} = 0,062$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3400}{500} = 6,8 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa.}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

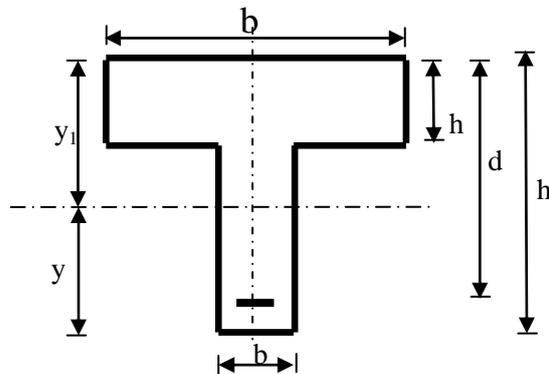
$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

➤ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 487.4 \text{ cm}^2$$



➤ **Calcul de  $V_1$  et  $V_2$  :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18 = 3461,2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3461,2}{487,4} = 7,10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,10 = 12,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,10^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7,10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,36 (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021,05 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,01092.$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,01092} = 1,50.$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0,62 ; 0\} = 0,54.$$

$$I_{Nv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 20021,05}{1 + 1,5 \times 0,54} = 12167,488 \text{ Cm}^4.$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Nv}}$$

$$f = \frac{4,982 \times 3,4^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 12167,488 \times 10^{-8}} = 0,00437 \text{ m} = 4,37 \text{ mm} < \bar{f} = 6,8 \text{ mm}$$

→ **Condition vérifiée**

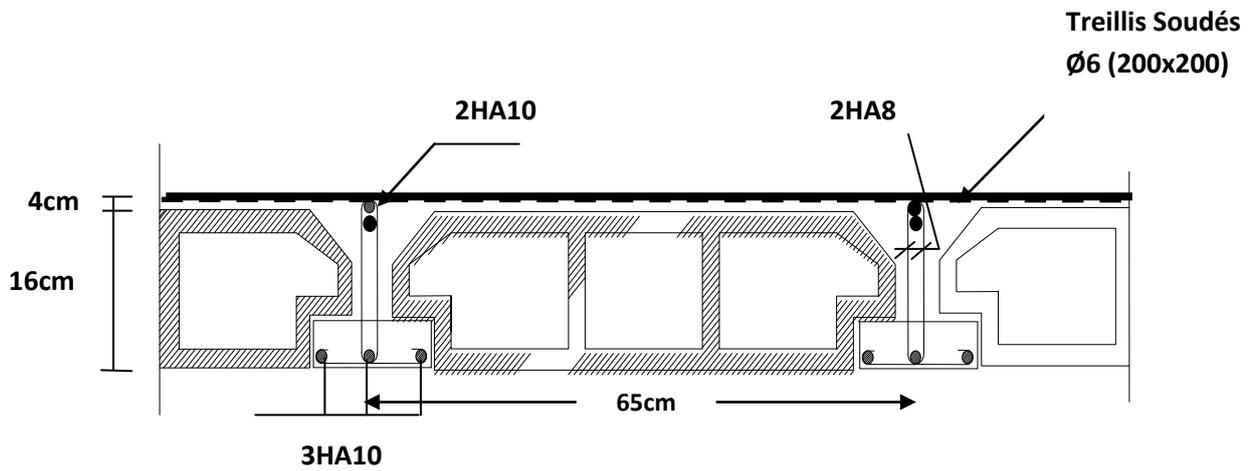


Figure-III-13) : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

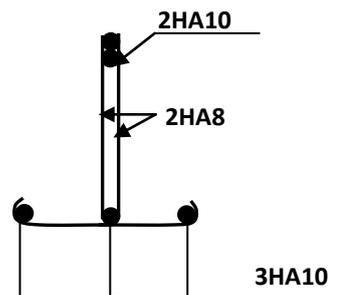
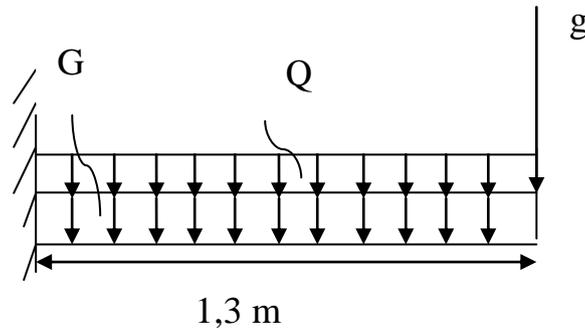


Figure III-2-14) : Plan de ferrailage de poutrelle.

**III- 3) Les balcons :****III- 3-1) introduction :**

Le balcon est une plate-forme qui se dégage du mur d'un bâtiment. C'est une composante importante de l'architecture de la façade de ce dernier.

Ce type de balcon se calcul comme une console encastrée à une extrémité et libre à l'autre sous l'action de son poids propre (G), du poids du garde-corps (g) qui engendre un moment au niveau de l'encastrement.

**III-3-2) Dimensionnement du balcon :**

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

$$E_p = \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm} . \text{ Avec : } L=1,30\text{m.}$$

On optera pour une épaisseur de **15 cm**.

**III-3-3) Détermination des charges et surcharges du balcon :****➤ Charges permanentes :**

Eléments		Epaisseur (cm)	$\rho(\text{kn/m}^3)$	G(kn/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine		15	25	3,75
Revêtements	Carrelage	2	22	0,44
	Mortier de pose	2	20	0,4
	Couche de sable	3	18	0,53
	Enduit de ciment	2	10	0,2
Somme (G)				<b>G=5,35</b>

**Tableau III-3-1) :** Charges permanentes du balcon.

Eléments	Charges permanentes (KN/m <sup>2</sup> )	Résultats (KN/m <sup>2</sup> )
Brique	9×0,1	0,9
Enduit de ciment	18×0,02×2	0,72
Somme (g)		<b>1,62</b>

**Tableau III-3-2):** Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

- ❖ Poids propre de la dalle pleine :  $G = 5,35 \times 1 = 5,35 \text{ kn / ml}$
- ❖ Poids propre du garde du corps :  $g = 1,62 \times 1 = 1,62 \text{ kn / ml}$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \times 1 = 3,5 \text{ kn / ml}$$

**III-3-4) Combinaisons de charges :**

**a. A l'ELU :**

-Charge uniforme :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,35) + (1,5 \times 3,5) = 12,45 \text{ KN / ml}$ .

-Charge concentrée :  $g_u = (1,35 \times g) = 1,35 \times 1,62 = 2,19 \text{ KN / ml}$ .

**b. A l'ELS :**

-Charge uniforme :  $q_s = (G + Q) = 5,35 + 3,5 = 8,83 \text{ KN / ml}$ .

-Charge concentrée :  $g_s = g = 1,62 \text{ KN / ml}$ .

**III-3-5) Calcul des moments fléchissant :**

**a. A l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + g_u \times l = \frac{12,45 \times 1,30^2}{2} + 2,19 \times 1,30$$

$$M_u = 13,37 \text{ KN.m}$$

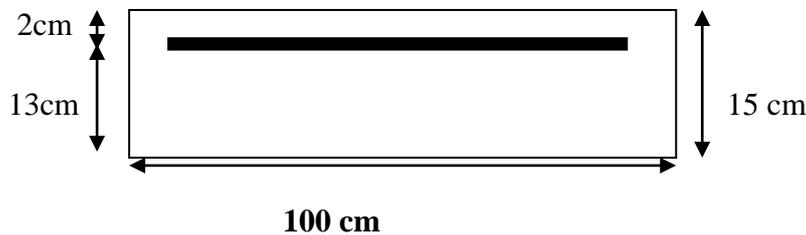
**b. A l'ELS :**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{8,83 \times 1,30^2}{2} + 1,62 \times 1,30$$

$$M_s = 9,56 \text{ KN.m}$$

**III-3-6) Ferrailage :**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.



➤ **Armatures principales :**

$$\mu_\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,37 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,062 < \mu_l = 0,392.$$

la section est simplement armée (S.S.A), donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc}=0 \text{ cm}^2$ ).

À partir des abaques  $\mu_\mu = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968$ .

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13,37 \times 10^3}{0,968 \times 13 \times 348} = 3,05 \text{ cm}^2.$$

On adopte  $A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures de répartition :**

Selon l'article (A8.2.41 du BAEL 91), Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas du balcon) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r \geq \frac{A_{s\text{adoptée}}}{3} = \frac{4,52}{3} = 1,5 \text{ cm}^2.$$

Soit une section de  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**III-3-7) Vérifications à l'ELU :**

➤ **Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91mod 99) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12,45 \times 1,3 + 2,19 = 18,37 \text{ KN} .$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150,72 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{18,37 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72} = 1,04 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

Avec :  $\psi$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier) .  $\psi = 1,5$  (Barres de haute adhérence).

$\tau_{se} = 1,04 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow$  La condition est vérifiée, il n'ya pas de risque d'entraînement des barres.

- **Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} 4 \text{ MPa}; \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{18,4 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,14 \text{ MPa}.$$

$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

La condition est vérifiée, il n'ya pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)**

❖ **Armatures principales**

$$S_{u1} = 20 \text{ cm} \leq \min \{ 3h; 33 \} = \min \{ 3 \times 15; 33 \} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Armatures de répartition

$$S_{12} = 25 \text{ cm} \leq \min\{4h; 45\} = \min\{4 \times 15; 45\} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## III-3-8) Vérification à l'ELS :

## ➤ Contrainte dans le béton :

On doit vérifier que :

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

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,34.$$

Des abaques et pour une valeur de  $\rho=0,34 \longrightarrow \beta_1 = 0,909$  et  $k_1 = 39,95$   
Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{9,57 \times 10^6}{0,909 \times 130 \times 4,52 \times 10^2} = 179,17 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{179,17}{39,95} = 4,48 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4,48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ➤ Contraintes dans l'acier :

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

## ➤ Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm.}$$

On adopte  $l_s = 45 \text{ cm.}$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0,4L_s = 0,4 \times 45 = 18\text{cm.}$$

On adopte  $L_r = 18 \text{ cm.}$

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile.

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10M_s} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{130} = 0,115 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{15}{130} = 0,115 \geq \frac{8,12}{10 \times 8,12} = 0,1 \\ \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0034 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

**III-5-9) conclusion :**

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- Armatures principales : **4HA12 (St= 20 cm).**
- Armatures de répartition : **4HA8 (St= 25 cm).**

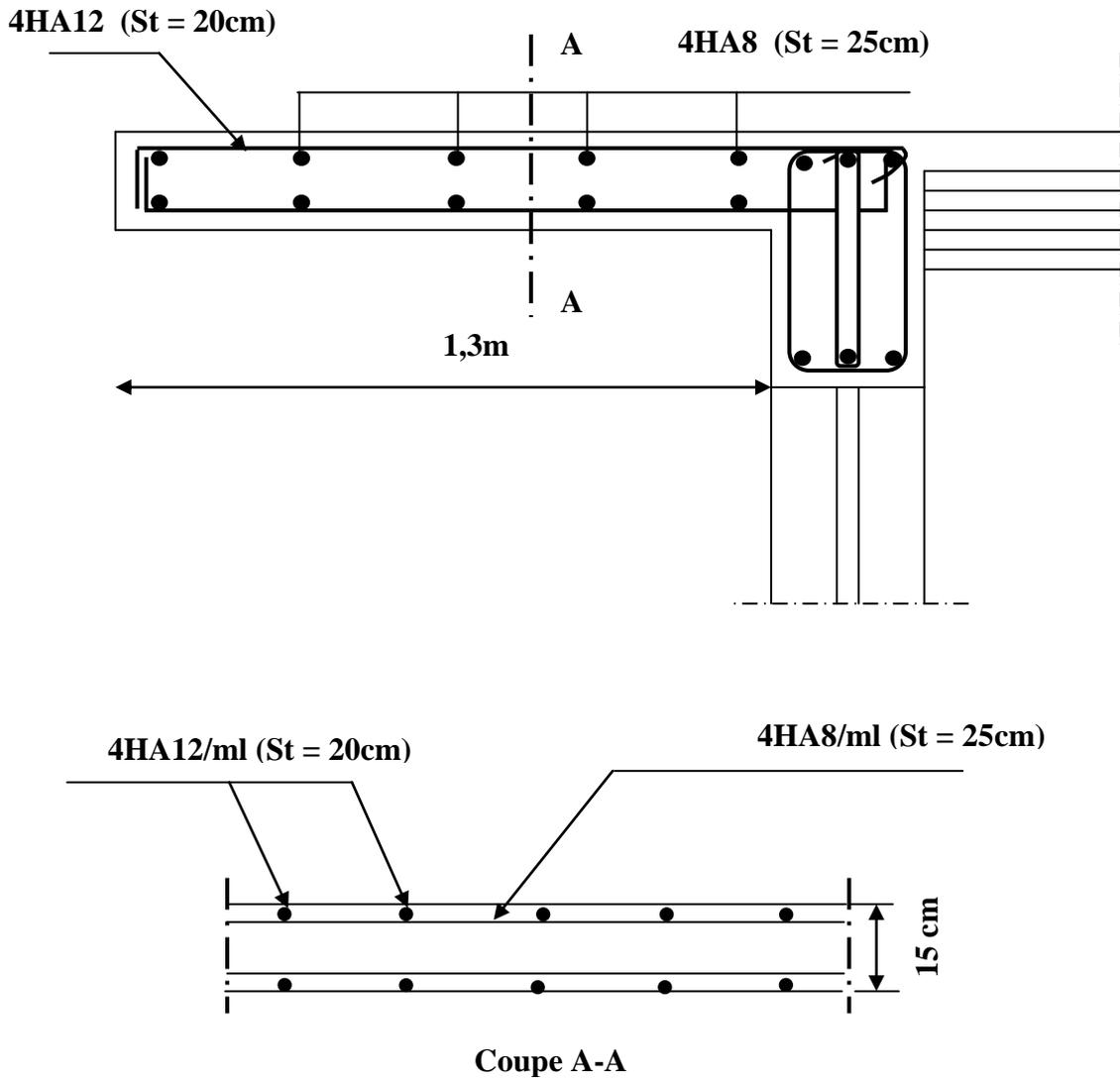
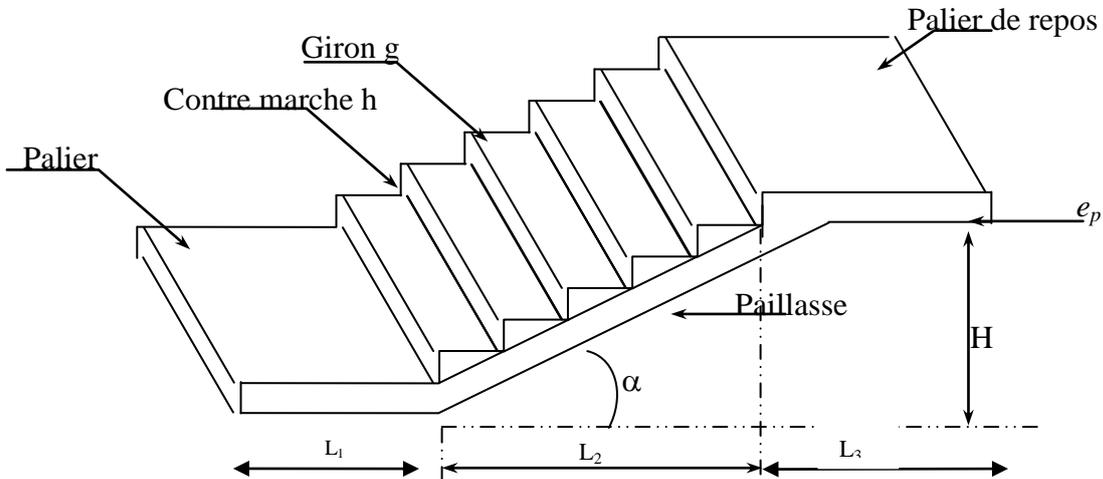


Figure III-3-1) : Schéma de ferrailage du balcon.

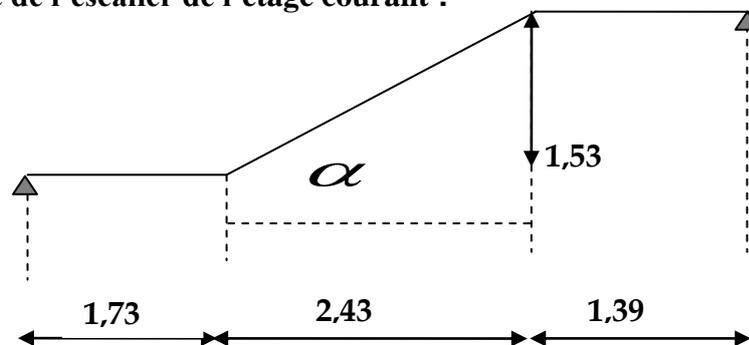
**III-4) Etudes de l'escalier :****III-4-1) introduction :**

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



**Figure III-4-1) :** Escalier.

- $g$  : giron (largeur des marches).
- $h$  : Hauteur des marches.
- $E$  : Emmarchement.
- $H$  : hauteur de la volée.
- $e_p$  : épaisseur de la paillasse et du palier.
- $L_1$  : longueur du palier de départ.
- $L_2$  : longueur projetée de la volée.
- $L_3$  : longueur du palier d'arrivée.

**III-4-2) Etude de l'escalier de l'étage courant :**

**Figure III-4-2) :** Schéma statique de l'escalier d'étage courant.

**III-4-2-1) Dimensionnement :**

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59cm < g + 2h < 66cm.$$

**a) - Calcul du nombre de contre marches :**

$$14cm < h < 18cm.$$

On prend h égal à 17 cm.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ Contre marches.}$$

**b) - Calcul du nombre de marches :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

**c)- Calcul de la hauteur de la contre marche :**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17cm.$$

**d)- Calcul de la hauteur du giron :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{243}{8} = 30,37cm.$$

**e) - Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$14 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \quad \text{On a } h = 17 \text{ cm.}$$

$$59 < g + 2h < 66 \text{ cm} \quad 59 < 30 + (2 \times 17) = 64 < 66 \text{ cm}$$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées.

**f) -Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{\mathbf{L}}{\mathbf{30}} \leq \mathbf{e_p} \leq \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{20}}$$

**Avec :** L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$tg \alpha = \frac{H}{L1} = \frac{153}{243} = 0,629.$$

$$\mathbf{D'ou} : \alpha = \text{arc tg } 0,629 = 32,19^\circ.$$

$$L' = \frac{L1}{\cos \alpha} = \frac{243}{\cos 32,19} = 287,1cm$$

Donc :

$$L' = 287,1 \text{ cm} = 2,87\text{m}.$$

$$L_0 = L_1 + L' + L_3 = 1,73 + 2,87 + 1,39 \rightarrow \mathbf{L_0 = 6m}.$$

$$\frac{600}{30} < e_p < \frac{600}{20} \rightarrow 20\text{cm} < e_p < 30\text{cm}.$$

**Conclusion :**

On opte pour une épaisseur de **25cm** pour le palier et la paillasse.

#### III-4-2-2) Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée .En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a)-charges et surcharges :

➤ poids des revêtements :

Eléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
lit de sable	18	0,02	0,36
Enduit ciment	22	0,015	0,33
Poids propre du garde corps	/	/	0,2
<b>Charge totale</b>			<b>Gr =1,77</b>

**Tableau III-4-1) : Poids des revêtements.**

## ➤ Le palier :

Eléments	Poids propre (KN/m)	
Poids propre de la dalle	$25 \times 0,25 \times 1$	6,25
Revêtement	/	1,77
		<b><math>G_{\text{palier}}=8,02</math></b>
		<b><math>Q_{\text{palier}}=2,50</math></b>

Tableau III-4-2): Charges et surcharges revenant au palier.

## ➤ paillasse :

Eléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
lit de sable	18	0,02	0,36
Enduit ciment	22	0,02	0,44
Poids propre de la paillasse	25.ep / cosa	0,25	7,38
Poids propre des marches	25.ep / 2	0,25	3,12
Poids propre du garde corps	/		0,2
			<b><math>G_{\text{paillasse}} =12,34</math></b>
			<b><math>Q_{\text{paillasse}} =2,50</math></b>

Tableau III-4-3) : Charges et surcharges revenant au paillasse.

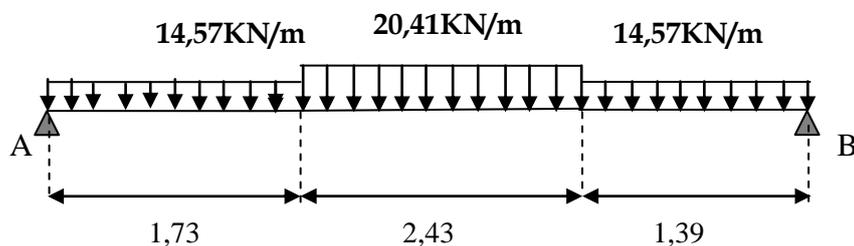
## III-4-2-3) Calcul à l'ELU :

## a) Combinaison de charges :

- palier :  $q_u = 1,35 \times 8,02 + 1,5 \times 2,5 = 14,57 \text{ KN/m}$ .
- Paillasse :  $q_u = 1,35 \times 12,34 + 1,5 \times 2,5 = 20,41 \text{ KN/m}$ .

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + palier) comme une poutre isostatique simplement appuyée aux extrémités.

## b) Etude des paillasses et des paliers :



## ➤ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B = q_{u1} \times l_1 + q_{u2} \times l_2 + q_{u3} \times l_3$$

$$R_A + R_B = 14,57(1,39 + 1,73) + 20,41 \times 2,43$$

$$R_A + R_B = 95,05 \text{ kn}.$$

$$\sum M/A \rightarrow R_B \times L - q_{u1} \times l_3 \left( L - \frac{l_3}{2} \right) - q_{u2} \times l_2 \left( L - l_3 - \frac{l_2}{2} \right) - q_{u1} \times l_1 \left( \frac{l_1}{2} \right) = 0$$

**Donc:**

$$R_B = 47,91 \text{ KN}.$$

$$R_A = 47,14 \text{ KN}.$$

➤ **Calcul des efforts internes:**

- **1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,73m$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 47,14x - 14,57 \frac{x^2}{2}$$

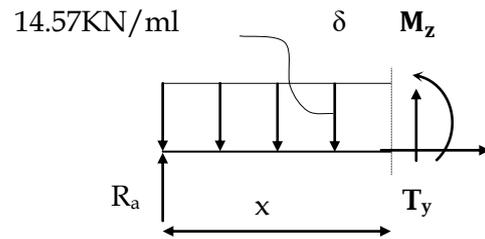
Pour  $x = 0 \rightarrow M_z = 0$ .

Pour  $x = 1,73m \rightarrow M_z = 59,75kn.m$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 47,14 - 14,57x$$

Pour  $x = 0 \rightarrow T_y = 47,14KN$ .

Pour  $x = 1,73m \rightarrow T_y = 21,98KN$ .



- **2<sup>eme</sup> tronçon :**  $1,73 \leq x \leq 4,16m$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = R_A x - 14,57 \times (1,73) \times \left(x - \frac{1,73}{2}\right) - 20,41 \left(\frac{(x-1,73)^2}{2}\right)$$

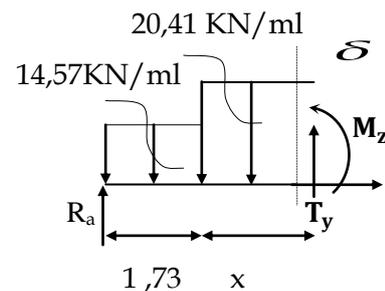
Pour  $x = 1,73m \rightarrow M_z = 59,75KN.m$ .

Pour  $x = 4,16m \rightarrow M_z = 52,52KN.m$ .

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -20,41x + 57,24$$

Pour  $x = 1,73m \rightarrow T_y = 21,98KN$ .

Pour  $x = 4,16m \rightarrow T_y = -27,66KN$ .



⇒ **La section dangereuse se trouve à la 2<sup>ème</sup> travée**

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = -20,41x + 57,24 = 0 \rightarrow x = 2,80m$$

$$M_{zu}^{\max}(2,8) = 71,54 KN.m$$

- 3eme tronçon :  $0 \leq x \leq 1,39\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 47,91x - 7,28 x^2$$

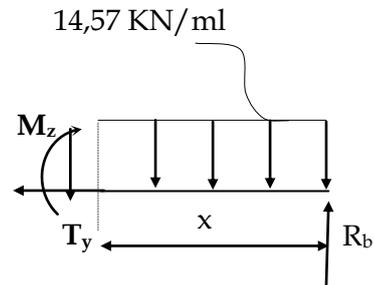
Pour  $x = 0 \rightarrow M_z = 0$

Pour  $x = 1,39\text{m} \rightarrow M_z = 52,52\text{KN.m}$

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 47,91 - 14,57x$$

Pour  $x = 0 \rightarrow T_y = -47,91\text{KN}$ .

Pour  $x = 1,39 \rightarrow T_y = -27,66\text{KN}$ .



**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3.M_z^{\max} = -0,3 \times 71,54 = -21,462\text{KN.m}$$

- En travée :

$$M_{t1} = 0,85.M_z^{\max} = 0,85 \times 71,54 = 60,80\text{KN.m}$$

➤ Diagramme des Efforts internes :

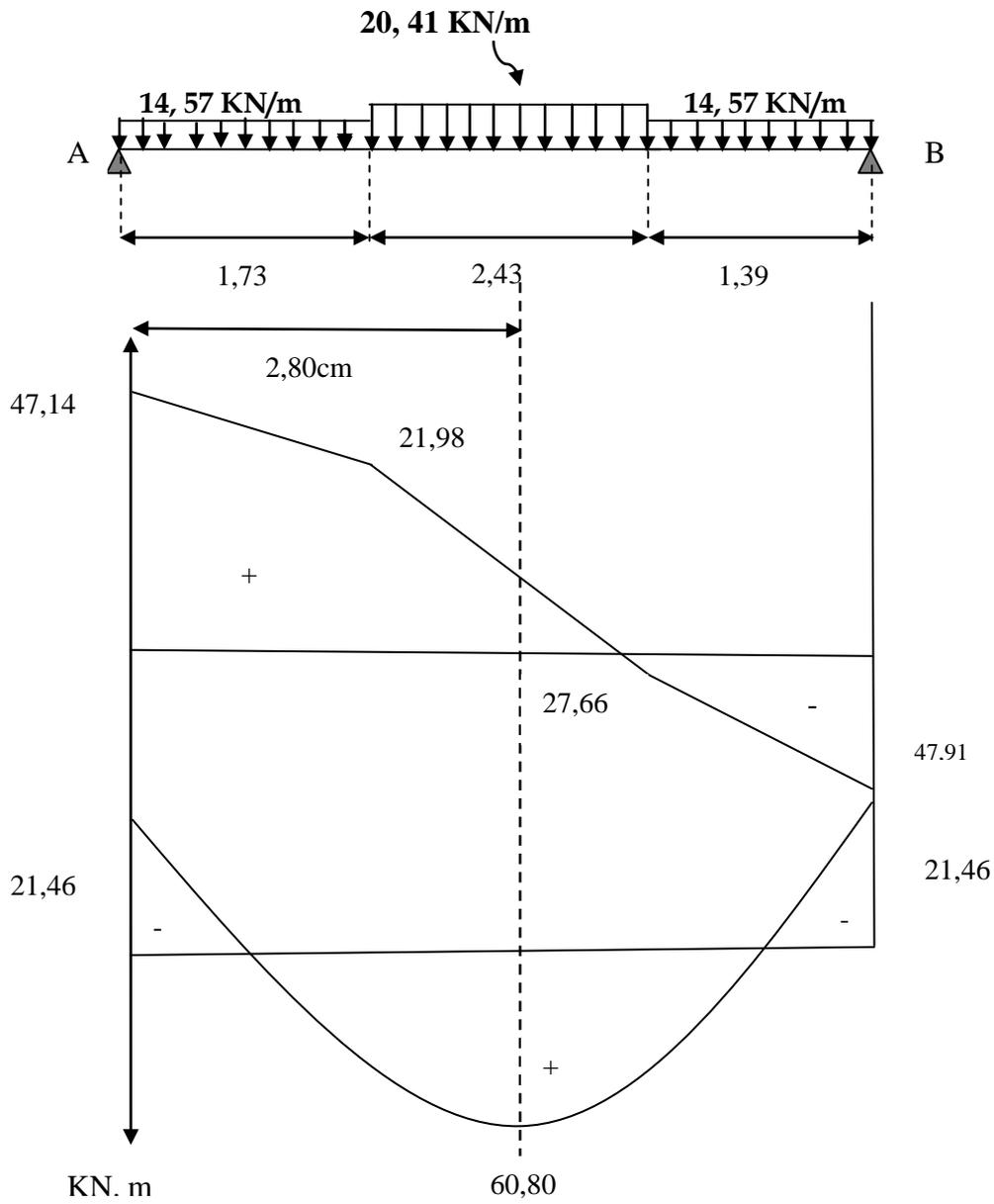
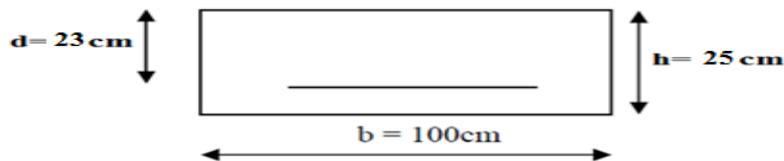


Figure III-4-3) : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

**III-4-2-4) Ferrailage :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ( $b=1\text{m}$ ) et d'épaisseur ( $ep=25\text{cm}$ )



➤ **En travée :**

**a) Armatures longitudinales :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{60,80 \times 10^2}{1,42 \times 100 \times (23)^2} = 0,08 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,08 \rightarrow \beta = 0,958.$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{60,80 \times 10^3}{348 \times 23 \times 0,958} = 7,92 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec: } \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}.$$

On opte pour **6T14= 9,24 cm<sup>2</sup>/ml ; Soit 1T12 tous les 15 cm.**

**b) Armatures de répartition :**

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st_{1et3}}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour **4T10=3,14 cm<sup>2</sup>/ml ; Soit 1T10 tous les 25cm.**

➤ **Aux appuis :**

**a) Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21,462 \times 10^2}{100 \times (23)^2 \times 1,42} = 0,028 \quad \text{Avec: } f_{bc} = \frac{(0,85 \times 25)}{1,5} = 1,42 \text{ K N / cm}^2.$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  **La section est simplement armée.**

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :

$$\mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986.$$

$$A_A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21,462 \times 10^2}{0,986 \times 23 \times 34,8} = 2,71 \text{ cm}^2.$$

On opte pour **6T10=4,71 cm<sup>2</sup>/ml ; Soit 1T10 tous les 15cm.**

**b) Armatures de répartition :**

$$A_{sr} \geq \frac{A_A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour **4T10=3,14 cm<sup>2</sup>/ml ; Soit 1T8 tous les 25cm.**

**III-4-2-5) Vérification a l'ELU**

➤ **Espacement des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales**                       $St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}.$

Appui:  $St=25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **condition vérifiée.**

Travée:  $St=15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **condition vérifiée.**

- **Armatures de répartition**                       $St < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

Appui:  $St=25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **condition vérifiée.**

Travée:  $St=25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **condition vérifiée.**

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$\text{On aura : } A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 23 \times 2,1}{400} = 2,77 \text{ cm}^2.$$

**En travée :  $A_t = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,77 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  la condition est vérifiée.**

**Aux appuis :  $A_A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,77 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  la condition est vérifiée.**

➤ **Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :  $V_{\max} = 47,91 \text{ KN}$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}.$$

**Calcul de  $\tau_u^{\max}$  :**

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0,208 \text{ MPa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... **Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

➤ **Entraînement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91) :**

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \mathbf{3,15 \text{ MPa.}}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles.  $n \times \pi \times \phi$

$$\sum u_i = 3,14 \times 7 \times 12 = 263,76 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{47,91 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 263,76} = 0,877 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$  ..... **Pas de risque d'entraînement des barres**

➤ **Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

- Calcul de  $\tau_{su}$  :

$$\tau_{su} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 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.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc :  $L_c = 20 \text{ cm}$ .**

- Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 47,91 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 230} = 0,462 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Influence effort tranchant sur les armatures :(Art 5.1.1,312 / BAEL91) :

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$ .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{47,91 \times 10^3}{348 \times 100} = 1,37 \text{ cm}^2. \quad ; \quad A_{st \text{ adopté}} = 7,92 \text{ cm}^2.$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$  Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

### III-4-2-6) Calcul à l'ELS :

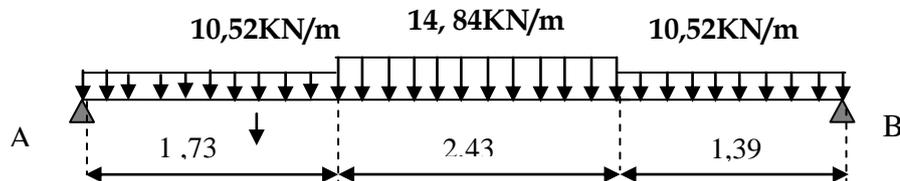
#### a) Combinaison de charges à l'ELS :

- Palier :  $q_u = 8,02 + 2,5 = 10,52 \text{ KN / m.}$

- Paillasse :  $q_s = 12,34 + 2,5 = 14,84 \text{ KN / m.}$

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

a) Etude des paillasses et de palier :



➤ Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 68,88 \text{ kN.}$$

$$\sum M / A \rightarrow R_B \cdot L - q_{s1} \times l_3 \left( L - \frac{l_3}{2} \right) - q_{s2} \times l_2 \left( L - l_3 - \frac{l_2}{2} \right) - q_{s1} \times l_1 \left( \frac{l_1}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 35,07 \text{ kN.}$$

$$R_A = 33,81 \text{ kN.}$$

➤ Calcul des efforts internes:

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,73 \text{ m}$

$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = 33,81x - 5,26x^2$$

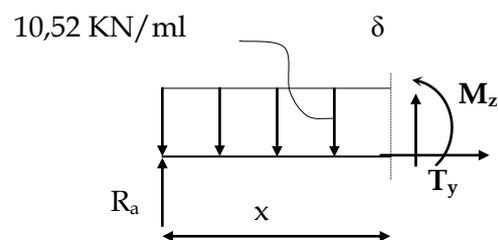
Pour  $x = 0 \rightarrow M_z = 0.$

Pour  $x = 1,73 \text{ m} \rightarrow M_z = 42,75 \text{ kN.m.}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 33,81 - 10,52x$$

Pour  $x = 0 \rightarrow T_y = 33,81 \text{ kN.}$

Pour  $x = 1,73 \text{ m} \rightarrow T_y = 15,61 \text{ kN.}$



- 2<sup>ème</sup> tronçon :  $1,73m \leq x \leq 4,16m$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = R_A x - 10,52 \times 1,73 \times \left(x - \frac{1,73}{2}\right) - 14,84 \left(\frac{(x-1,73)^2}{2}\right)$$

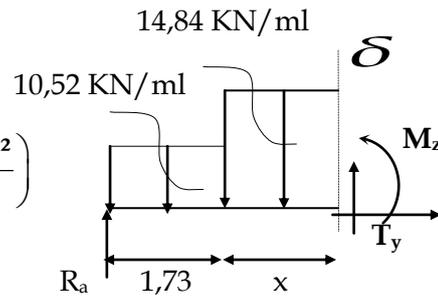
Pour  $x = 1,73m \rightarrow M_z = 42,75KN.m$ .

Pour  $x = 4,16m \rightarrow M_z = 38,58KN.m$ .

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -14,84x + 41,29$$

Pour  $x = 1,73m \rightarrow T_y = 15,61KN$ .

Pour  $x = 4,16m \rightarrow T_y = -20,44KN$ .



**Le moment max à l'état limite ultime :**

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -14,84x + 41,29 = 0 \rightarrow x = 2,78m.$$

$$M_{zu}^{\max}(2,78) = 50,96KN.m.$$

- 3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,39m$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 35,07x - 5,26x^2$$

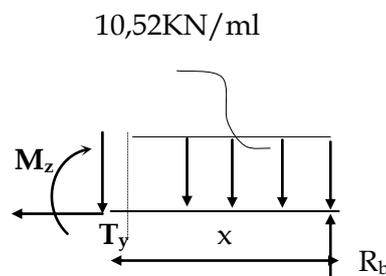
Pour  $x = 0 \rightarrow M_z = 0$ .

Pour  $x = 1,39m \rightarrow M_z = 38,58KN.m$ .

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 35,07 - 10,52x$$

Pour  $x = 0 \rightarrow T_y = -35,07KN$ .

Pour  $x = 1,39m \rightarrow T_y = -20,44KN$ .



**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- Aux appuis :  $M_{a1} = -0,3M_z^{\max} = -0,3 \times 50,96 = -15,28 \text{ KN.m}$ .
- En travée :  $M_{t1} = 0,85M_z^{\max} = 0,85 \times 50,96 = 43,31 \text{ KN.m}$ .

➤ Diagramme des Efforts internes :

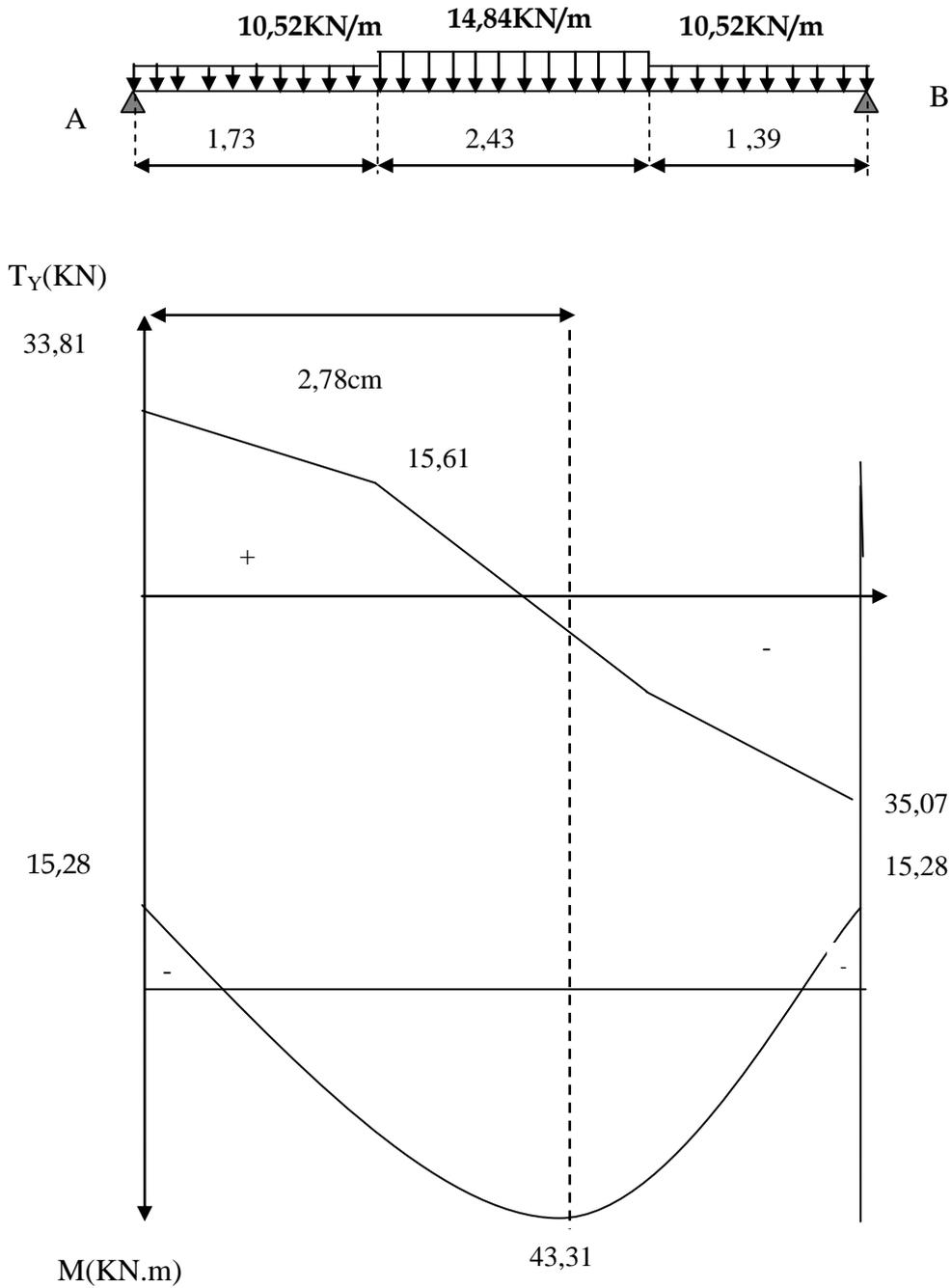


Figure III-4-4) : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

**III-4-2-7) : Vérification a l'ELS :****➤ Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

**➤ Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91) :**• **Aux travées :**❖ **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

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

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{7,92}{100 \times 23} \times 100 = 0,344$$

$$\rho_1 = 0,344 \Rightarrow k_1 = 39,65 \text{ et } \beta_1 = 0,9085$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{43,31 \times 10^6}{0,9085 \times 230 \times 792}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = 261,70 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 261,70 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{261,70}{39,65} = 6,60 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6,60 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

❖ **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

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

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3,14}{100 \times 23} \times 100 = 0,136$$

$$\rho_1 = 0,136 \rightarrow k_1 = 67,65 \quad \beta_1 = 0,9395$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15,28 \times 10^6}{0,9395 \times 230 \times 314} = 225,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 225,20 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{225,20}{67,65} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = 3,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91 ) :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{550} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{non vérifiée.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0,1 > 0,03 \longrightarrow \text{vérifiée.}$
- $A_t \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{4,2 \times 100 \times 23}{400} = 24,15 \text{ cm}^2 > A_t = 7,92 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{vérifiée.}$

Étant donné que l'une des conditions n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} \cdot L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5,55}{500} = 0,011m$$

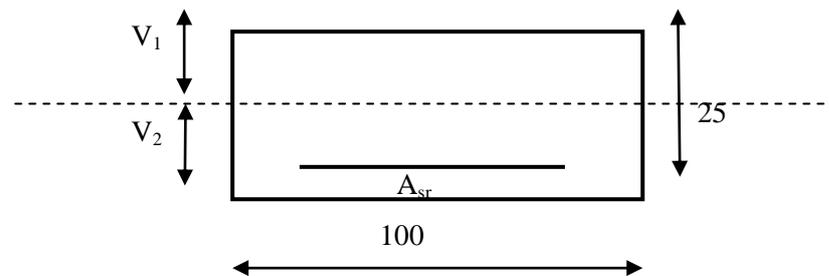
**Avec :**

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E$  : Module de déformation différé  $= E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,87 \text{ MPa}$ .

$q_s = \max \{10,52 \text{ KN/ml}, 14,84 \text{ KN/ml}\} = 14,84 \text{ KN/ml}$ .

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au CDG.



- **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = bh + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 25 + 15 \times 7,92$$

$$B_0 = 2618,8 \text{ cm}^2.$$

- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 7,92 \times 23 = 33982,4 \text{ cm}^3.$$

$$S /_{xx} = 33982,4 \text{ cm}^3.$$

- **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{33982,4}{2618,8} = 12,97 \text{ cm.}$$

$$V_1 = 12,97 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12,97 = 12,02 \text{ cm.}$$

$$V_2 = 12,02 \text{ cm.}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st}(V_2 - c)^2 = (12,97^3 + 12,02^3) \frac{100}{3} + 15 \times 7,92(12,02 - 2)^2$$

$$I = 142543,54 \text{ cm}^4.$$

- ❖ **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} \cdot L^4}{E_v I}$$

$$f = \frac{5 \times 14,84 \times 5,55^4}{384 \times 10819 \times 10^3 \times 142543,54 \times 10^{-8}} = 0,011 \text{ m} \leq \bar{f} = 0,011 \text{ m}$$

$$f = 0,011 \text{ m} \approx \bar{f} = 0,011 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

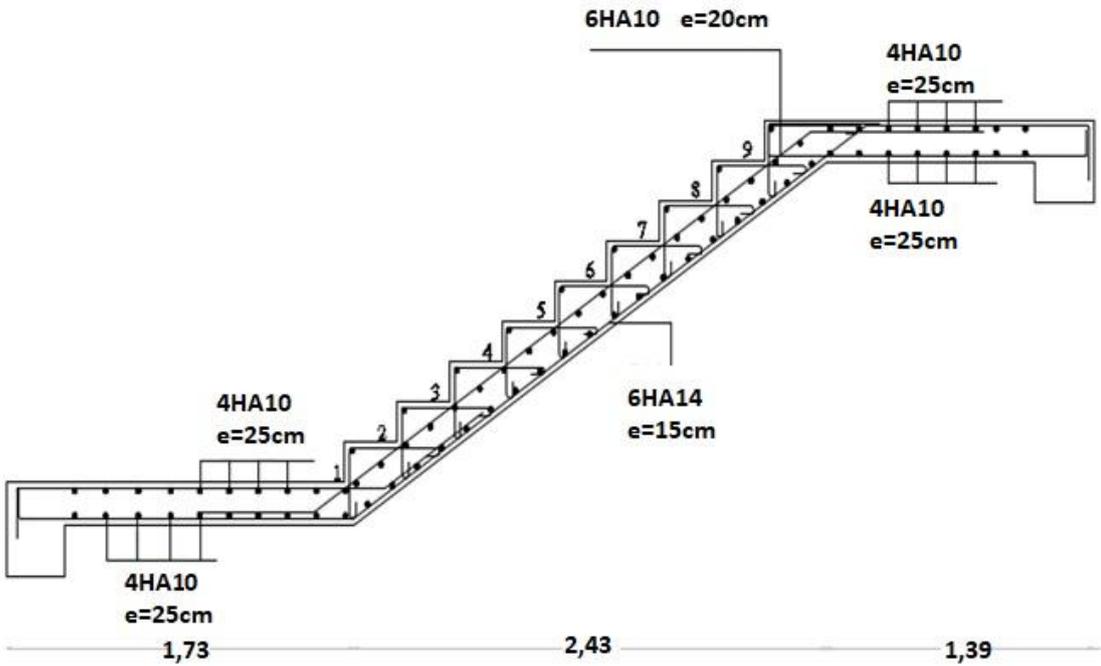
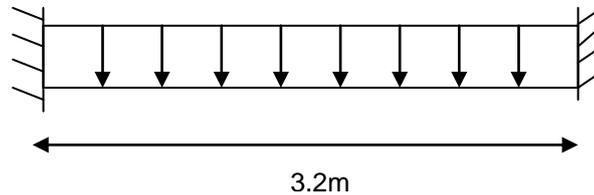


Figure III-4-5) : Schéma de ferrailage de l'escalier.

**III-5) Calcul de la poutre palière :**

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension  $(b \times h)$ . Elle est soumise à son poids propre et à la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités dans les douteux, sa portée est de 2,95 (longueur libre entre nus d'appuis).



**Figure III-5-1) :** schéma statique de la poutre palière.

**III-5-1) Pré dimensionnement :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

**Avec :**

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis. Avec :  $L = 320 - 25 = 295 \text{ cm}$ .

$$\frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \Rightarrow 19,66 \text{ cm} \leq h \leq 29,5 \text{ cm}$$

On opte pour : **h = 30 cm.**

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On opte pour : **b = 20 cm.**

➤ **Vérification des conditions sur RPA :**

$$\left. \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,5 < 4 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

La poutre a pour dimensions  $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$ .

**III-5-2) Détermination des Charges et surcharges revenant à la poutre palière :**

Poids propre de la poutre :  $G_p = 0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,5 \text{ KN / ml}$ .

Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU :  $R_B = 47,91 \text{ KN / ml}$ .

Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS :  $R_B = 35,07 \text{ KN / ml}$ .

Poids du mur :  $G_{mur} = p_{mur} \times h_0$   $h_0$  : hauteur libre d'étage.

$$G_M = 2,81 \times (3,06 - 0,2) = 8,03 \text{ KN / ml} .$$

$$G = G_M + G_p = 9,53 \text{ KN / ml} .$$

**III-5-3) Calcul à L'ELU :****a) Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + R_B = 1,35 \times 9,53 + 47,91 = 60,77 \text{ KN / ml} .$$

**b) Réaction d'appuis:**

$$R_B = R_A = \frac{q_u}{2} \times L = \frac{60,77}{2} \times 3,2 = 97,23 \text{ KN} .$$

**c) Calcul des efforts internes:**

$$T_y = -60,77(x) + 97,23 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = 97,23 \text{ KN} . \\ x = 3,2 \text{ m} \rightarrow T_y = -97,23 \text{ KN} . \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{60,77 \times 3,2^2}{8} = 77,78 \text{ KN.m} .$$

$$\mathbf{M}_{travées} = 0,85M_0 = 0,85 \times 77,78 = 66,11 \text{ kN.m}$$

$$\mathbf{M}_{appuis} = -0,3M_0 = -0,3 \times 77,78 = -23,33 \text{ kN.m}$$

d) Diagramme de l'effort interne :

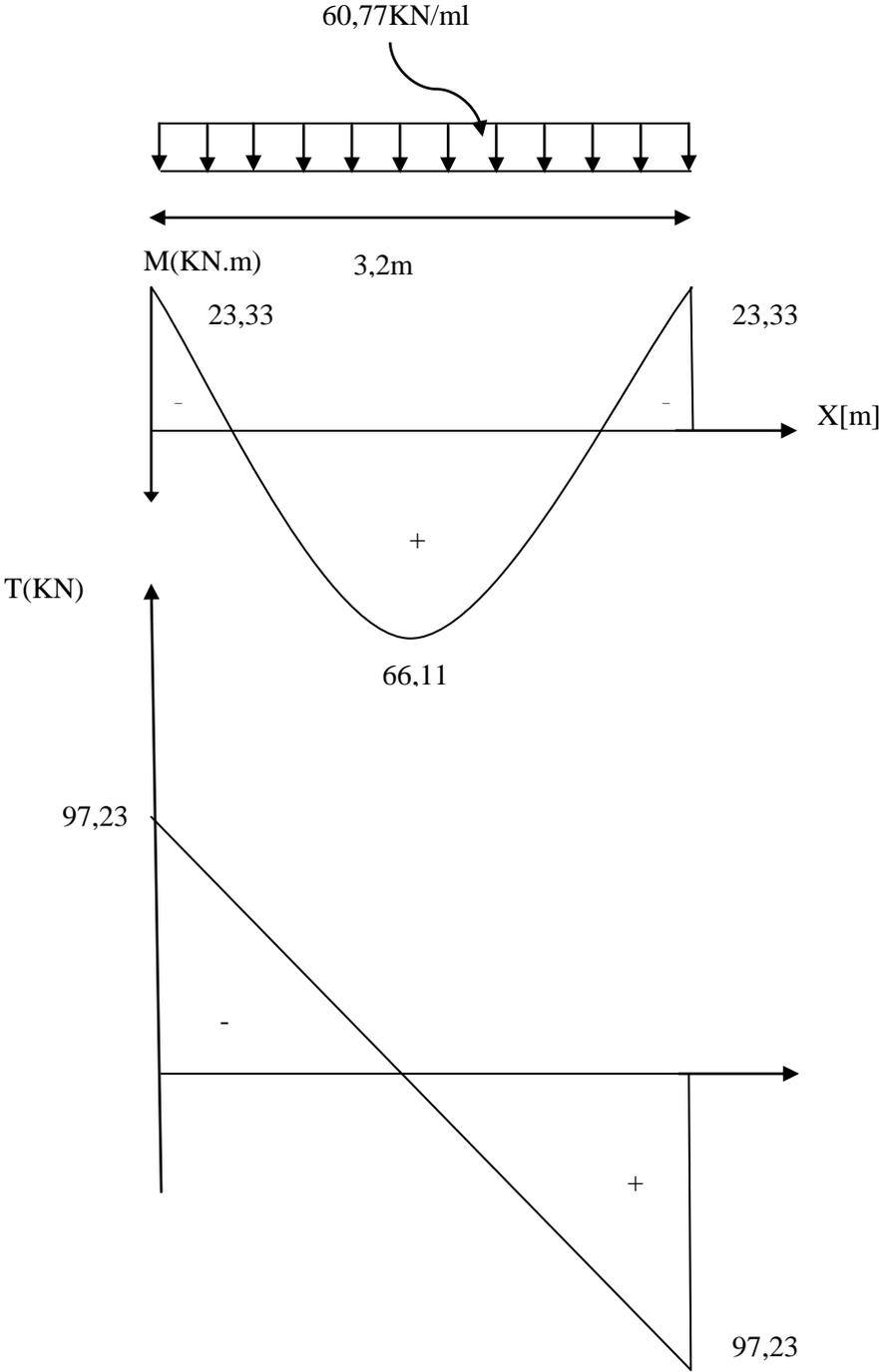


Figure III-5-2) : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

## e) Calcul des armatures :

## ❖ Armatures longitudinales :

## • En appuis

$h = 30\text{cm}$ ;  $b = 20\text{cm}$ ;  $c = 2\text{ cm}$ ;  $d = 28\text{cm}$ .

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,33 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14,2} = 0,104 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{ap}=0$

$$\mu = 0,104 \rightarrow \beta = 0,945$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23,33 \times 10^6}{0,945 \times 280 \times 348} = 2,53\text{cm}^2.$$

On adopte : **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**.

## • Aux travées :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{66,11 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14,2} = 0,296 < \mu_l 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{ap}=0$

$$\mu_t = 0,296 \longrightarrow \beta = 0,819.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{66,11 \times 10^6}{0,819 \times 280 \times 348} = 8,28\text{cm}^2.$$

On adopte : **3HA16+2HA12 (chap)= 8,29cm<sup>2</sup>**.

## ❖ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_a = 3\text{HA}12 = 3,39\text{ cm}^2 > 0,005 \cdot b \cdot h = 3\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 3\text{HA}16 + 2\text{HA}12 = 8,29\text{ cm}^2 > 0,005 \cdot b \cdot h = 3\text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III-5-4) Vérification à l'ELU:**➤ **Condition de non fragilité (BAEL91, Art-A-4.2,1):**

$$A_{min} = 0,23 . b .d. = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 cm^2.$$

Aux appuis :  $A_a = 3,39 cm^2 > A_{min} = 0,676 cm^2$ .....**Condition vérifiée.**

En travée :  $A_t = 8,29 cm^2 > A_{min} = 0,676 cm^2$ . .....**Condition vérifiée.**

La section d'armatures choisie est supérieure à Amin, donc la condition est vérifiée

➤ **Contrainte tangentielle (BAEL91, Art A.5.1.) :**

$$T_{max} = 97,23 KN.$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{97,23 \times 10^3}{200 \times 280} = 1,73 MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right).$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 MPa \right) = \min(3,33 MPa; 5 MPa).$$

$$\bar{\tau} = 3,33 MPa.$$

$$\tau_u = 1,73 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa. \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Pas de risque de cisaillement; donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 99. Art A.6.1.2.1)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi . f_{t28} = 3,15 MPa. ; \text{ Avec: } \Psi = 1,5 \quad f_{t28} = 2,1 MPa$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\sum u_i} \quad \text{Avec: } U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n . \pi . \Phi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 mm.$$

$$\tau_{se} = \frac{97,23 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 263,76} = 1,46 MPa.$$

$\tau_{se} = 1,46 MPa < \bar{\tau}_u = 3,15 MPa$  ..... **Condition vérifiée.**

➤ **Ancrage des barres (BAEL99.Art. A.6.1.2):**

Ancrage des barres aux appuis :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s}$

**Avec :**  $\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 MPa$ .

$$L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,853} = 56,08 cm.$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,853} = 42 cm.$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le **BAEL 91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 56,08 = 22,43 cm.$$

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 cm.$$

On prend : **Lc = 25 cm.**

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:**

- **Au niveau des appuis : (BAEL 91 / Art. 5.1,312) [14]**

$$A_{\text{stadopté}} > A_{\text{st min}}$$

$$A_{\text{stadopté}} = 3,39 cm^2 > A_{\text{stancré}} = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 97,23 \times 10^3}{400 \times 100} = 2,79 cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures ancrées sont suffisantes.

➤ **Influence sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91):**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{0,9 \cdot b \cdot d} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 97,23 \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 260} = 4,15 MPa \leq \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 MPa. \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **armatures transversales :**

➤ **Diamètre des armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91):**

$$\phi_t < \min \left\{ \phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{14; 8,57; 20\} = 8,57 mm.$$

Soit :  $\phi_t = 8\text{mm}$  Nous adopterons 1cadre et un étrier en  $\phi 8$  .Donc  $A_t = 2,01\text{ cm}^2$ .

➤ **Espacement des armatures transversale (Art A.5,22/BAEL91):**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$$

• **Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003):**

**Zone nodale:**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{7,5\text{cm}; 16,8\text{cm}\} = 7,5\text{cm}.$$

$$S_t \leq 7,5\text{cm} \rightarrow S_t = 7\text{cm}.$$

**Zone courante (travée):**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}.$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{\min RPA} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9\text{cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min RPA} = 0,9\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1,22 / BAEL91):**

$$A_{\min} > \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{400} = \frac{0,4 \times 20 \times 15}{400} = 0,3\text{cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min BAEL} = 0,3\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III-5-5) Calcul à l'ELS :**

**a) combinaison de charge:**

$$q_s = 1 \cdot G + R_B = 1 \times 9,53 + 35,07 = 44,6\text{KN}.$$

**b) Réaction d'appuis:**

$$R_B = R_A = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{44,6 \times 3,2}{2} = 71,36\text{KN} / \text{ml}.$$

**c) Calcul des efforts interne :**

$$T_y = -44,6x + 71,36 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = 71,36\text{KN}. \\ x = 2,75\text{m} \rightarrow T_y = -71,36\text{KN}. \end{cases}$$

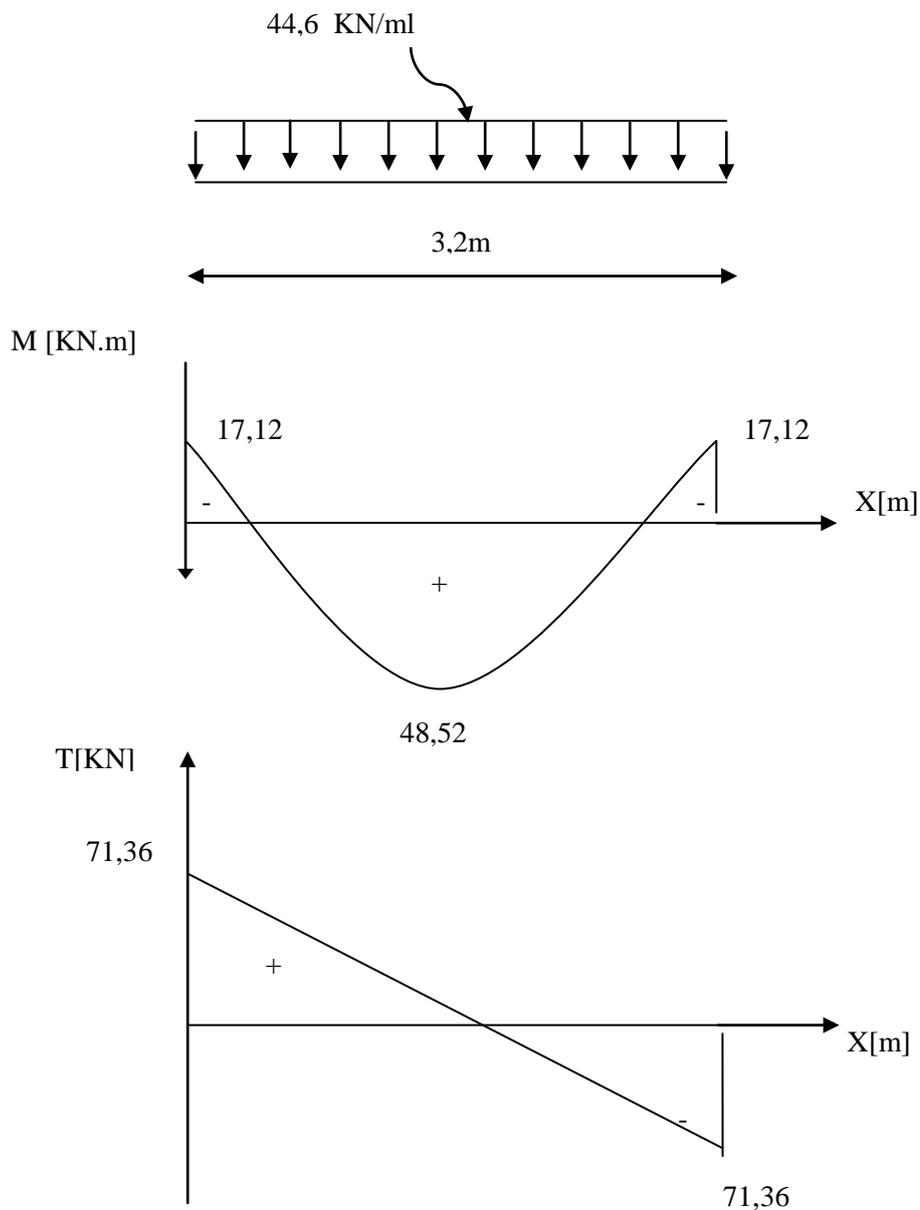
$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{44,6 \times 3,2^2}{8} = 57,08 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_{\text{travées}} = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \times 57,08 = 48,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 \cdot M_0 = -0,3 \times 57,08 = -17,12 \text{ kN.m}$$

**d) Diagramme des efforts interne :**



**Figure III-5-3) :** Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

**III-5-6) vérification à l'ELS :****➤ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

- **En travées :  $A_t = 9,23 \text{ cm}^2$ .**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,23}{20 \times 28} = 1,64 \rightarrow \beta = 0,8335 ; K_1 = 15,03.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{48,52 \times 10^6}{0,8335 \times 280 \times 923} = 225,24 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{225,24}{15,03} = 14,98 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$ .**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605 \rightarrow \beta = 0,8855 ; K_1 = 28,67$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{17,12 \times 10^6}{0,8855 \times 280 \times 339} = 203,68 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{203,68}{28,67} = 7,10 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Etat limite de déformation:**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\left. \begin{aligned} \frac{H}{L} &\geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{320} = 0,093 > \frac{1}{16} \\ \frac{H}{L} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{30}{320} = 0,093 > \frac{48,52}{10 \times 77,78} = 0,062 \\ \frac{A}{b \cdot d} &\geq \frac{4,2}{f_c} \rightarrow \frac{9,23}{20,28} = 0,016 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

**➤ 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.

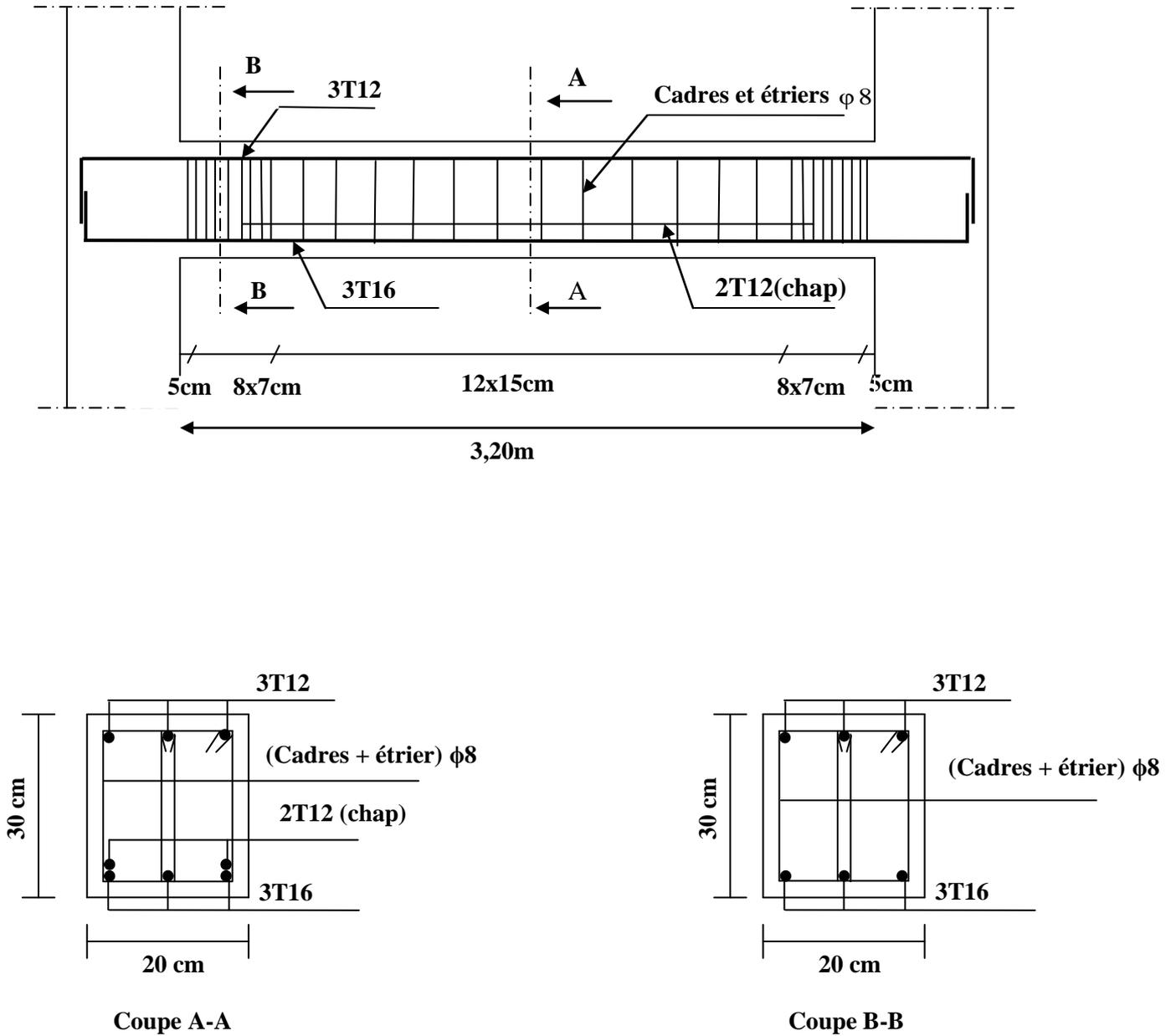


Figure III-5-4) : Ferrailage de la poutre palière.

**III-6) Etude de la poutre de chaînage :**

Nous allons étudier une poutre qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids et le poids propre du plancher ainsi que celui du mur en double cloisons.

**III-6-1) Pré dimensionnement de la poutre :**

➤ **La hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

**Avec :**

$h_t$  : la hauteur de la poutre.

$$L = 340 - 25 = 315 \text{ cm.}$$

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \rightarrow 21 \leq h \leq 31,5$$

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

➤ **La largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On prend : **b = 25cm.**

Donc on adopte une section de : **(25×35) cm<sup>2</sup>.**

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du **R.P.A.99 (modifié 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

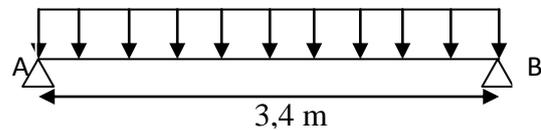
**III-6-2) Détermination des charges revenant à la poutre :**

-Poids propre de la poutre :  $G_1 = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,187 \text{ KN / ml.}$

- Poids du mur (double cloison) :  $G_2 = 2,36(3,06 - 0,2) = 6,75 \text{ KN / ml.}$

-Le poids du plancher :  $G_3 = 5,14 \times \left(\frac{0,65}{2}\right) = 1,67 \text{ KN / ml.}$

- La charge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times \left(\frac{0,65}{2}\right) = 0,50 \text{ KN / ml.}$



**Figure III-6-1) :** schéma statique d'une poutre.

**III-6-3) Combinaison de charges :**

A l'ELU :  $q_u = 1,35 \times 10,60 + 1,5 \times 0,5 = 15,06 \text{ KN/ml}$ .

A l'ELS :  $q_s = 10,60 + 0,5 = 11,1 \text{ KN/ml}$ .

**III-6-4) Etude de la poutre de chaînage à l'E.L.U :****a) Les efforts internes :****➤ Le moment isostatique :**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,06 \times 3,4^2}{8} = 21,76 \text{ KN.m.}$$

**➤ L'effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,06 \times 3,4}{2} = 25,60 \text{ KN.}$$

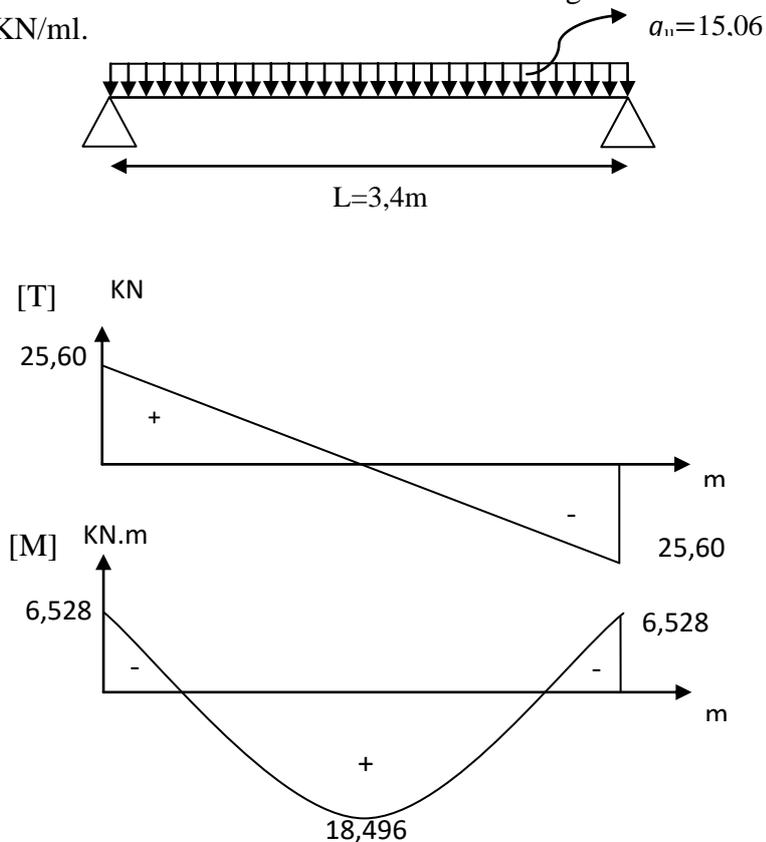
En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis :  $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 21,76 = -6,528 \text{ KN.m.}$

En travée :  $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 21,76 = 18,496 \text{ KN.m.}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

$q_u = 15,06 \text{ KN/ml}$ .



**Figure III -6-2) :** diagramme des efforts internes à l'E.L.U.

**b) Le ferrailage à l'ELU :**

❖ **Armatures longitudinales :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_{au} = 6,528 \text{ KN.m.} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; c = 2 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,528 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14,2} = 0,016 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{6,528 \times 10^2}{0,992 \times 33 \times 34,8} = 0,57 \text{ cm}^2.$$

➤ **En travée :**

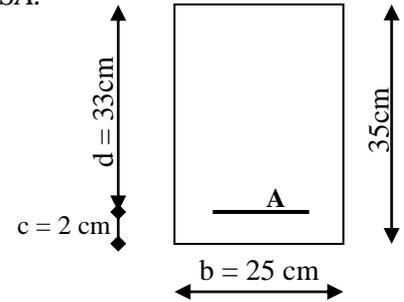
$$M_{tu} = 18,496 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18,496 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14,2} = 0,047 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A..}$$

$$\mu = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{18,496 \times 10^2}{0,975 \times 33 \times 34,8} = 1,65 \text{ cm}^2.$$

Soit : **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**



**c) vérifications à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1 \text{ cm}^2.$$

$$A_{au} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{tu} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :**

$$\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Seu}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{Seu} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{25,60 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 3 \times 3,14 \times 12} = 0,76 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 0,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

• **L'influence sur le béton :**

On doit vérifier :

$$\frac{2T_{u\max}}{0,9.d.b} \leq 0,87 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u\max} \leq 0,4.d.b.0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 33 \times 0,9 \frac{2,5}{1,5} \times 25 = 495 \text{ KN.}$$

$$T_{u\max} = 25,60 \text{ KN} < 495 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **L'influence sur les aciers :**

On doit vérifier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left( 25,60 \times 10^3 + \frac{21,76 \times 10^6}{0,9 \times 330} \right) = 2,84 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 2,84 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \times \frac{2,1}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} = \frac{25,60 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,31 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres :**

$$l_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{se}}$$

**Avec :**

$$\tau_{se} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} \Rightarrow l_s = 45 \text{ cm.}$$

«  $l_s$  » est grande alors les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

❖ **Les armatures transversales (BAEL 91, modifié/ Art.A.7.22) :**

➤ **Section des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10}\right)$$

**Avec :** h : La hauteur totale de la poutre.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\Phi \leq \min\left(\frac{35}{35}; 1,2; \frac{25}{10}\right) \longrightarrow \phi \leq \text{Min} (1; 1,2; 2,5) \text{ cm.}$$

$$\phi \leq 10 \text{ mm} \rightarrow \phi = 8 \text{ mm.}$$

On opte comme armatures transversales un cadre de  $\Phi 8$  et un étrier de  $\Phi 8$  mm.

➤ **Espacement des armatures transversales (BAEL 91 ; Art. A.7.51.22) :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 33; 40) = 29,7 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq 29,7 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

On doit aussi vérifier la section d'armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_u \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \frac{3,39 \times 400}{25 \times 25} = 2,17 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Et selon le (RPA99 version 2003/art ; 7.5.2.2) ; l'espacement doit vérifier :

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_t; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) = \min\{8,75; 14,4; 30\} \text{ cm}$$

$$S_t \leq 8,75 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm.}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ **La quantité d'armatures :**

Selon le RPA 99 la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

b: largeur de la portée

S : espacement des armatures transversales

$$A_{\min} = 0,003 \times 25 \times 25 \Rightarrow A_{\min} = 1,875 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,875 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$(\text{Soit } 1\text{cadre} + 1\text{étrier}) = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

## III-6-5) calculs à l'ELS :

## a.) Calcul des efforts internes :

- Le moment isostatique :

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11,1 \times 3,40^2}{8} = 16,03 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11,1 \times 3,4}{2} = 18,87 \text{ KN.}$$

Compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 16,03 = -4,809 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 16,03 = 13,625 \text{ KN.m.}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

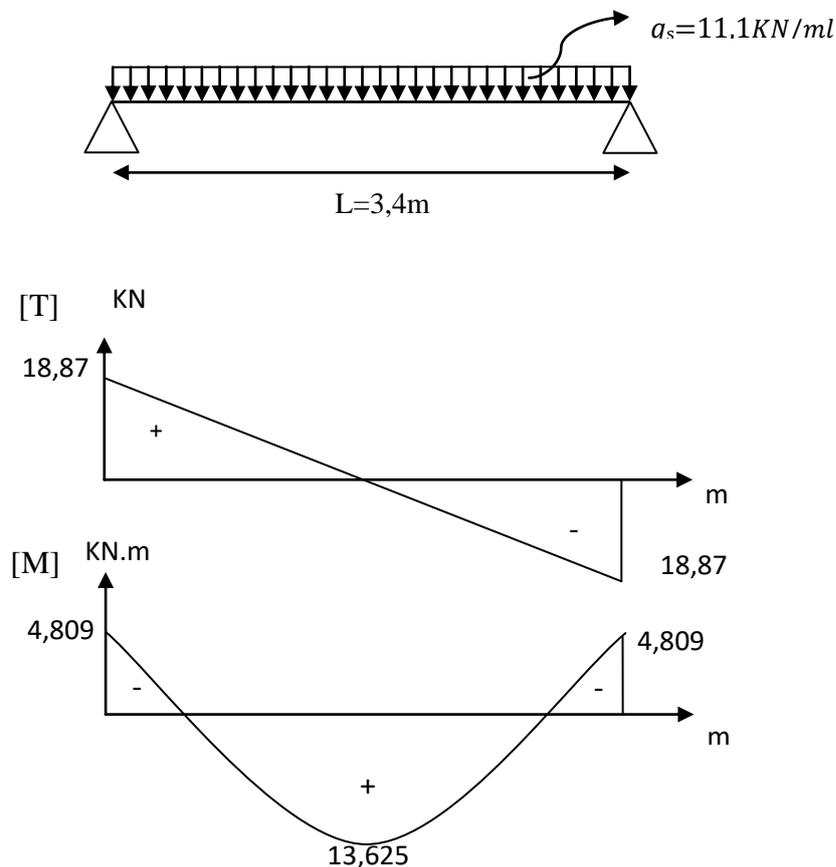


Figure III -6-3) : diagramme des efforts internes à l'E.L.S.

**b.) vérifications à l'ELS :****➤ Vérification de la contrainte dans le béton :****• Aux appuis :**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

**Avec :**

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,41$$

$$\rho_1 = 0,41 \quad ; \quad \beta_1 = 0,901 \quad ; \quad k_1 = 35,76$$

$$\sigma_s = \frac{4,809 \times 10^6}{0,901 \times 330 \times 3,39 \times 10^2} = 47,71MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{47,71}{35,76} = 1,33MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 1,33MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**• En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,41$$

$$\rho_1 = 0,41 \quad ; \quad \beta_1 = 0,901 \quad ; \quad k_1 = 35,76$$

$$\sigma_s = \frac{13,625 \times 10^6}{0,901 \times 330 \times 3,39 \times 10^2} = 135,17MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{135,17}{35,76} = 3,78MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa. \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

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

Aucune vérification n'est à effectuer car il s'agit d'une fissuration peu nuisible.

➤ **Etat limite de déformation : (BAEL 91, modifié/Art. A.4.6).**

Avant de procéder au calcul de la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{400}$$

Donc on a :

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{340} = 0,102 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{340} = 0,102 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{13,625}{10 \times 16,03} = 0,08 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,0041 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**II-6-6) Conclusion :**

Après toutes les vérifications on adopte le ferrailage suivant :

- En travée : **3HA12=3,39cm<sup>2</sup>.**
- Aux appuis : **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>.**
- Les cadres : **Φ8.**

Avec un espacement de : **S<sub>t</sub> = 7cm** en zone nodale et de **S<sub>t</sub> = 15 cm** en zone courante.

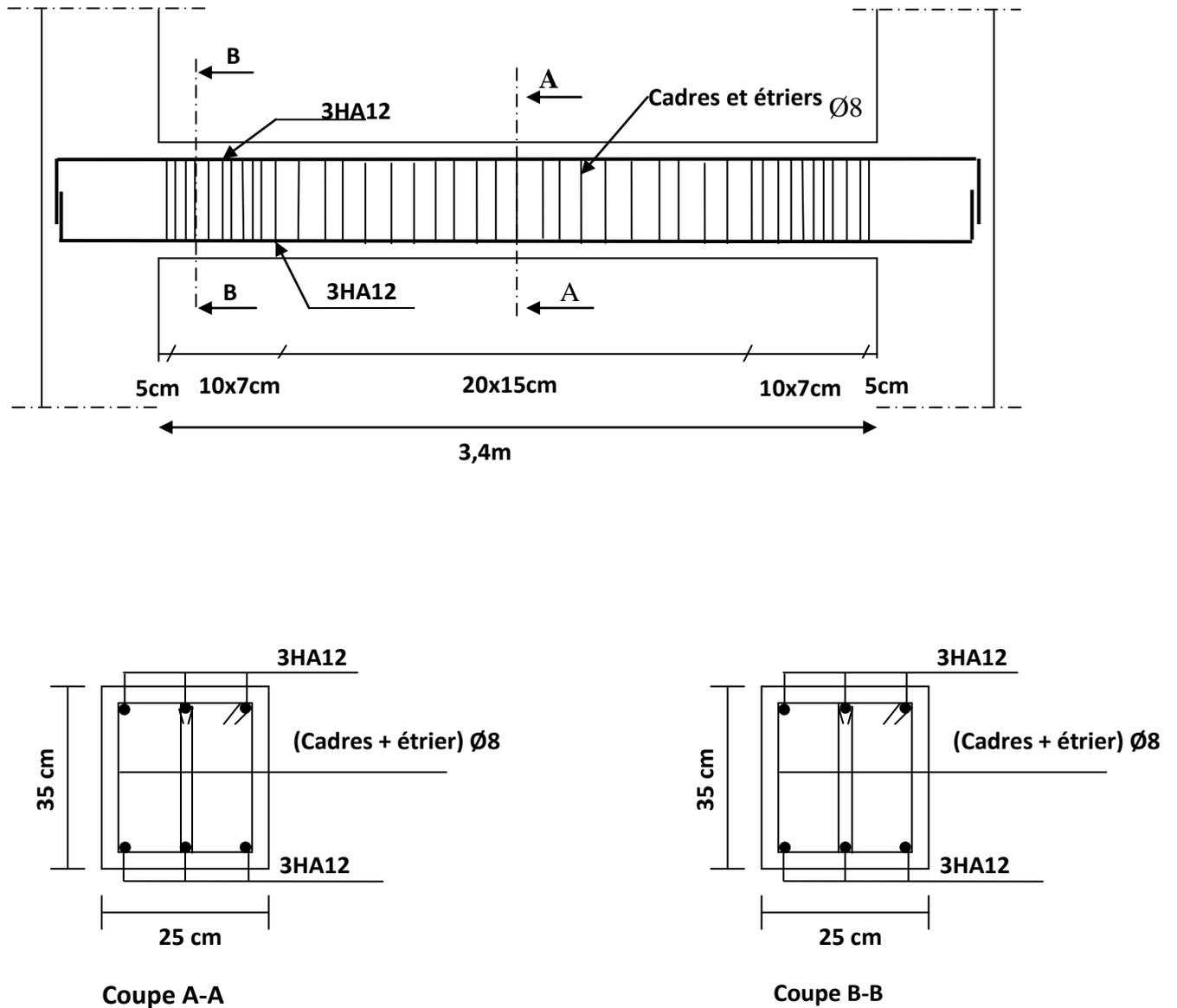


Figure III-6-4) : Ferrailage de la poutre de chaînage.

# CHAPITRE IV:

## Etapes de modélisation avec logiciel ETABS

**IV) Introduction :**

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. C'est pour cette raison que l'on fait appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base de MEF qui permettent d'approcher au mieux les solutions réelles dans des délais raisonnables. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons opté pour **ETABS** Version **9.7**.

**IV-1) Modélisation :**

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, la réponse.

Une des méthodes de modélisation est la modélisation en éléments finis. Elle consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, les inconnues sont déterminées au niveau des nœuds. A l'aide de fonction d'interpolation on balaye l'élément puis la structure. Pour gagner du temps, nous nous servons d'un outil puissant pour effectuer tous les calculs avec le logiciel Etabs .

Ce logiciel nous permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, réponse) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable et appropriée.

Le modèle adopté est encasté à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, plancher, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement. Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » ( Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » .

La notion des planchers rigides est prise en compte par une affectation de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu Etabs permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (XetY) pour avoir respectivement (Vxdyn et Vydyn).

**IV-2) présentation de L'ETABS:**

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems », c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie.

Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi.

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc. Berkeley, California', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est très récente, elle date de l'an 2009, désigné par ETABS Nonlinear 9.6.0. réf [1].

Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), mais des améliorations ont été apportées sur les versions récentes, telle que la version 9.6 qu'on va traiter dans le présent mémoire. Parmi ces améliorations, le manuel du logiciel parle d'intégration de pl cite les codes de la communauté européenne connus par le terme « Eurocodes », les code du Mexique, du Canada, de l'Inde, etc. il cite les codes de la communauté européenne connus par le terme « Euro-codes », les code du Mexique, du Canada, de l'Inde, etc.

**IV-3) Etapes de modélisation :**

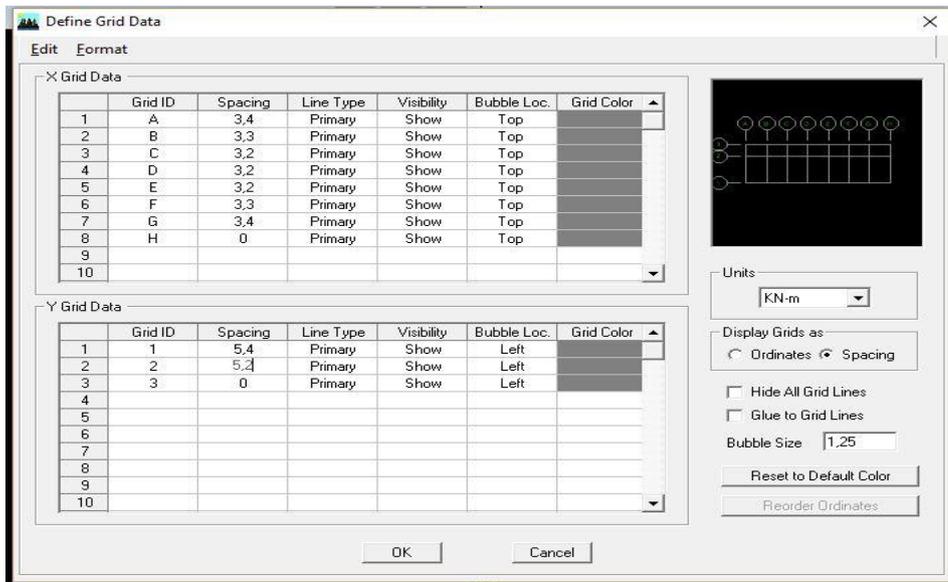
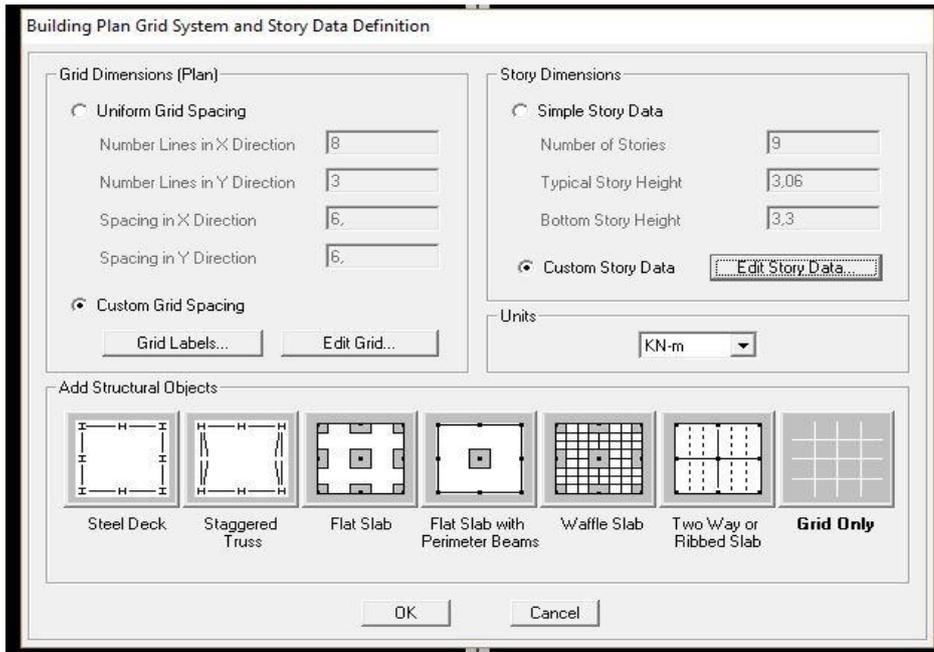
Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Définition de la charge sismique E.
6. Chargement des éléments.
7. Introduction des combinaisons d'actions.

**1-Introduction de la géométrie du modèle :**

- a) **Choix des unités :** c'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **kn.m**
- b) **Géométrie de base :** on clique sur :

**File** → **new model** → **No** → **Custom grid spacing** → **Edit grid**

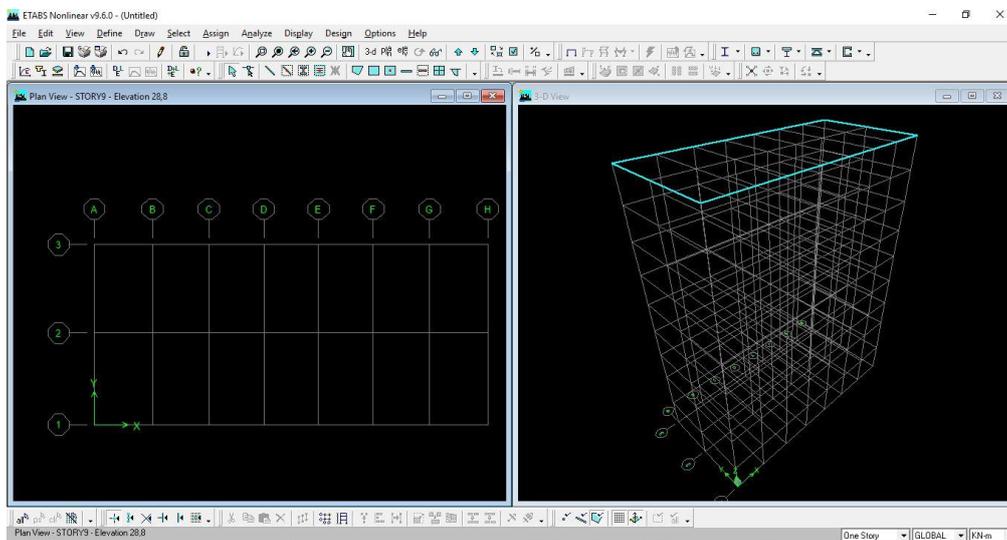


Cette opération permet d'introduire:

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- les hauteurs des différents étages.
- le nombre d'étages.
- les longueurs des travées.

**NB :**

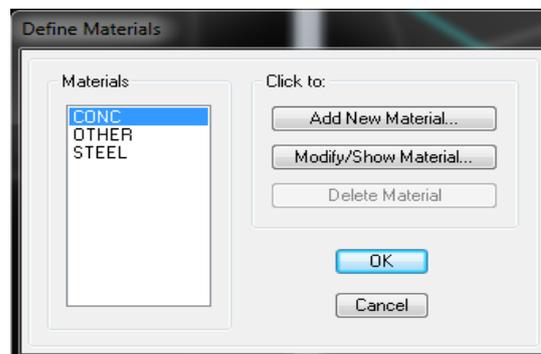
Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.  
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en **3D** et l'autre en **2D**.



## 2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :

**Define** → **Material properties** → **conc** → **Modify/Show Material**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Define → Material properties → Add New Material

### 3. Spécification des propriétés géométriques des éléments :

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires (PS) ensuite poutre de chaînage enfin poutre palière et ceci de la manière suivante :

Define → Frame sections → Add rectangular

### Poutre principale 30×45

Rectangular Section

Section Name: POUT30x45

Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: B25

Dimensions: Depth (t3): 0,45 Width (t2): 0,3

Concrete: Reinforcement... Display Color: ■

OK Cancel

### poutre secondaire 30×35

Rectangular Section

Section Name: POUT30x35

Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: B25

Dimensions: Depth (t3): 0,35 Width (t2): 0,3

Concrete: Reinforcement... Display Color: ■

OK Cancel

### Poutre de chaînage 25×35

Rectangular Section

Section Name: POUTCH25x35

Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: B25

Dimensions: Depth (t3): 0,35 Width (t2): 0,25

Concrete: Reinforcement... Display Color: ■

OK Cancel

### poutre palière

Rectangular Section

Section Name: POUTPALIERE

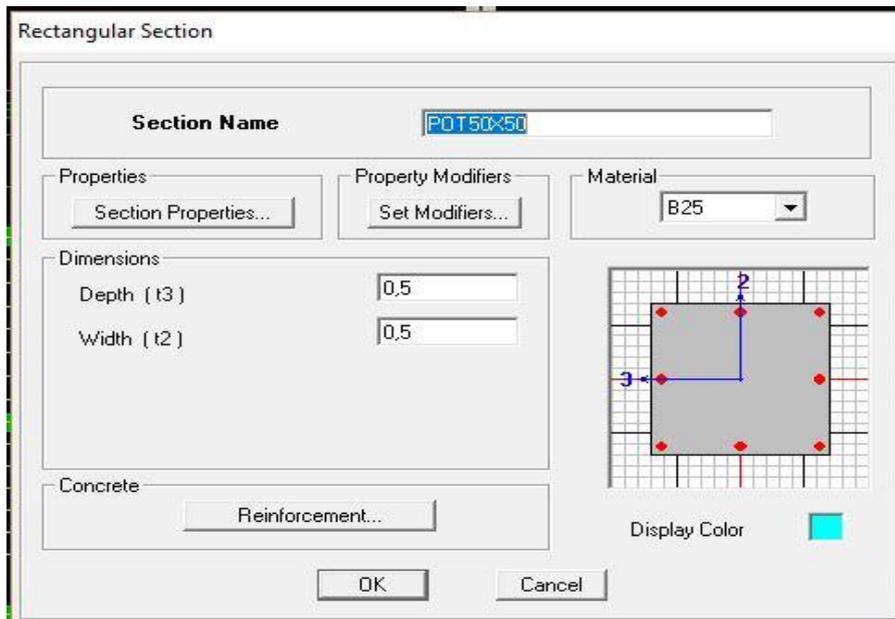
Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: B25

Dimensions: Depth (t3): 0,35 Width (t2): 0,3

Concrete: Reinforcement... Display Color: ■

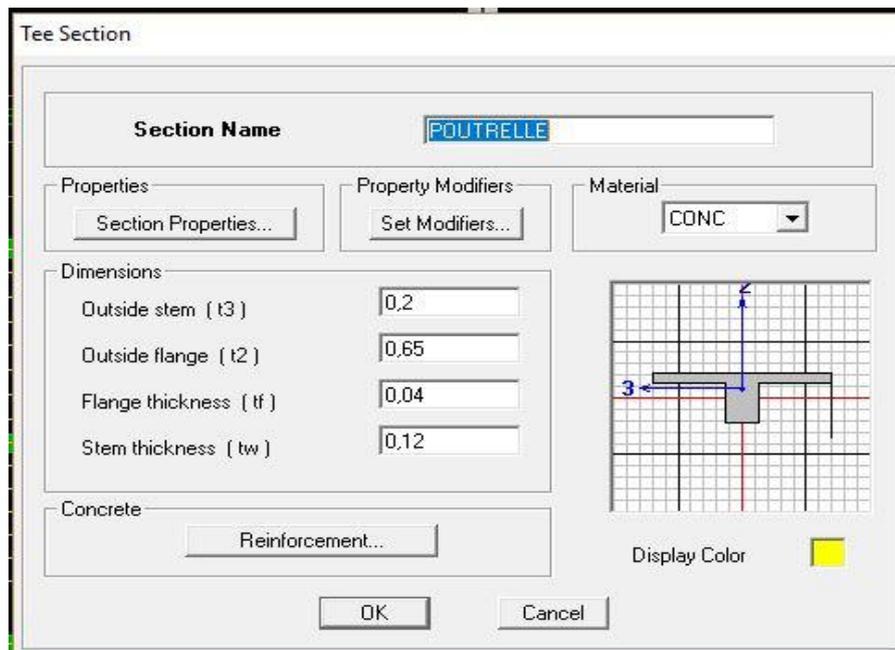
OK Cancel

On procède de la même manière pour les poteaux.

**Poteaux 50X50**

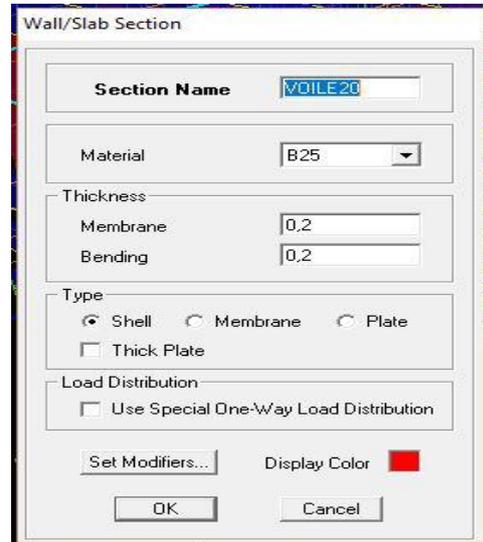
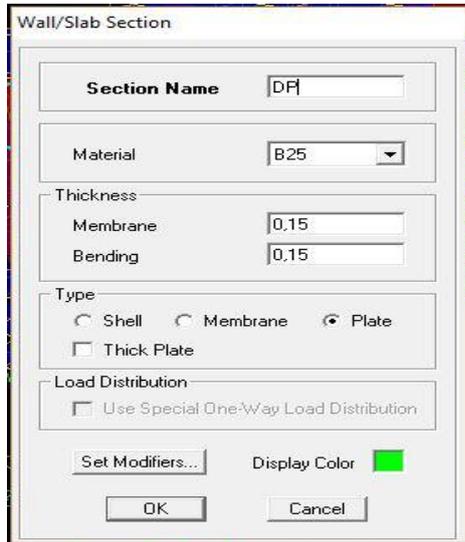
Cette boîte de dialogue nous permet aussi définir les poutrelles.

**Les Poutrelles :** Choisir add Tee.



\*Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : dalles pleines(DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

**Define** → **Area sections** → **Add New Section**



➤ Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après :

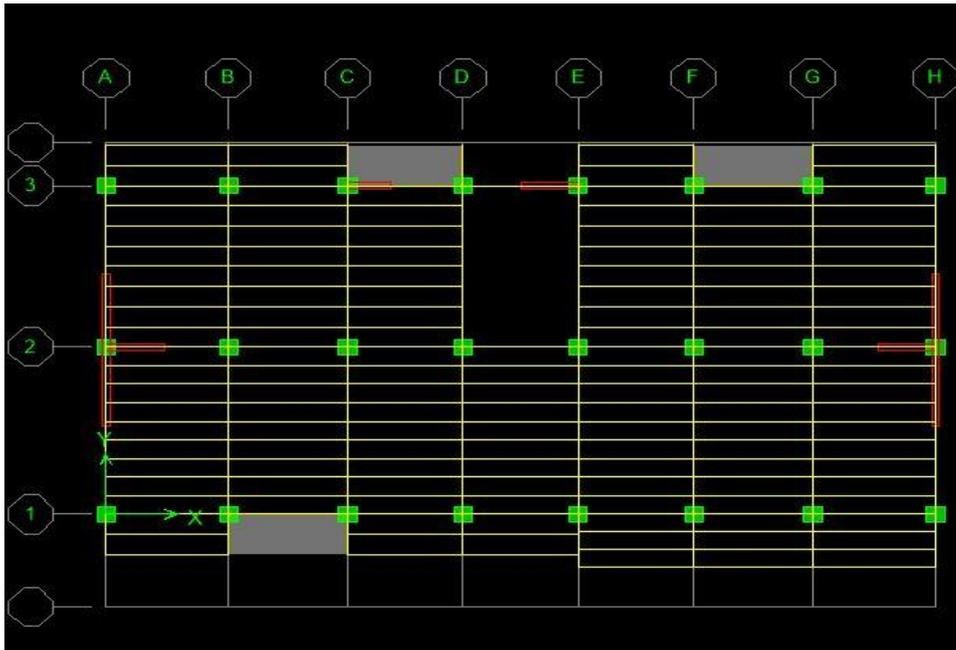
**Pour les poteaux :**

On clique sur le bouton

Une fenêtre s'affiche (**properties of object**) → **None** → on choisit le nom de la section (pot50x50 par exemple) on valide.

**Pour les poutres et les voiles:**

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton pour les poutres et sur pour les voiles et cet icône pour les poutrelles ; on obtient la structure suivante :



Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton 

La fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

#### ➤ Mass source:

$$W_i = W_{Gi} + W_{Qi} \text{ (formule 4-5 RPA 99)}$$

$W_i$  : poids total de la structure.

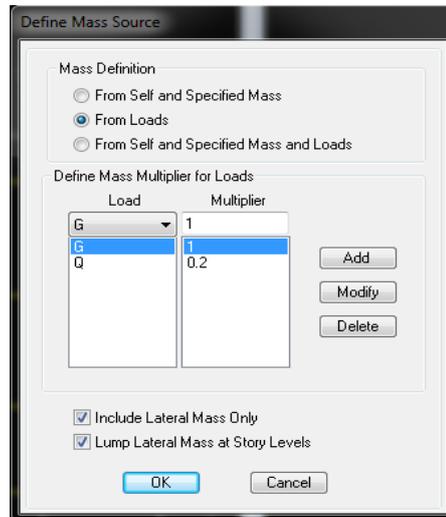
$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 RPA 99 (on le prend pour notre cas égal à 0,2 Y bâtiments d'habitation).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS.

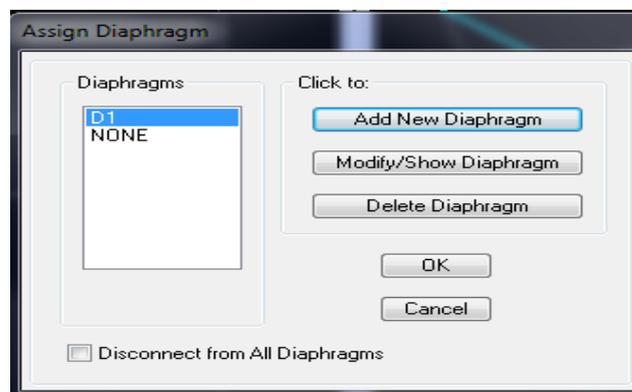
**Define** → **Masse source** → **from loads**



➤ **Diaphragme :**

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de « Nœuds Maîtres ».

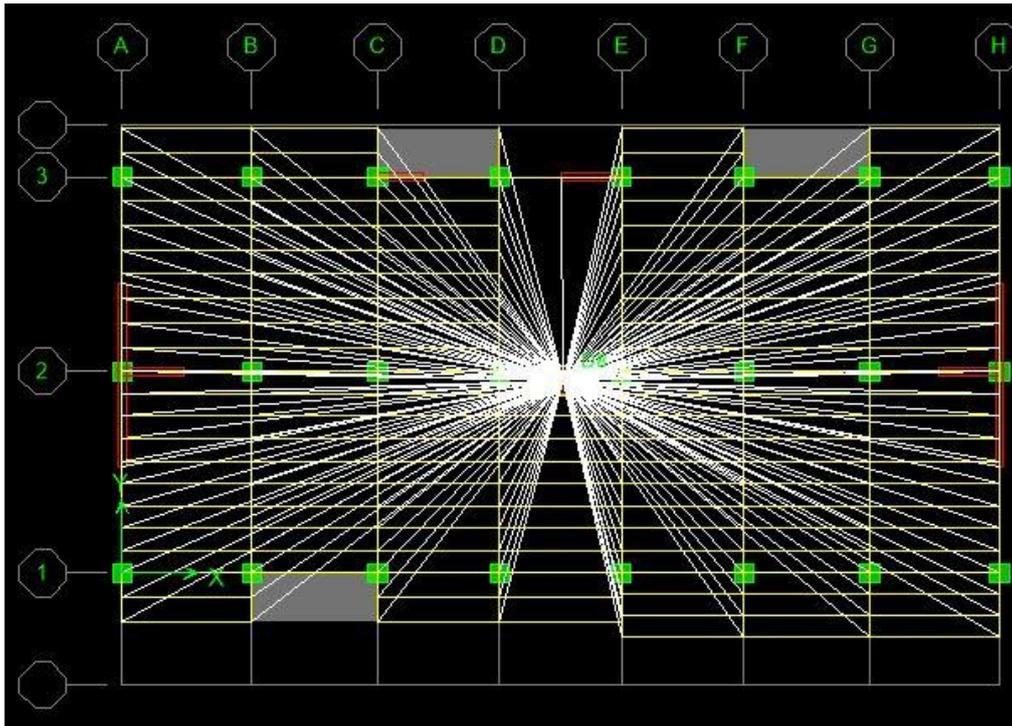
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.



Le deuxième étage :

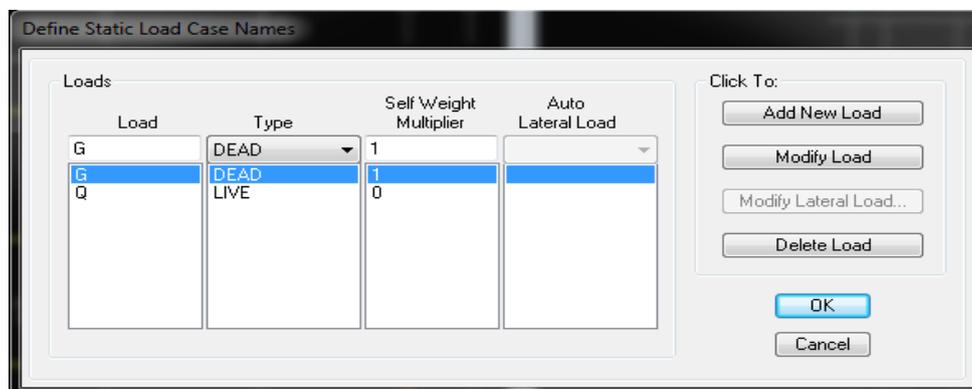
**Assign** → **Joint/Point** → **Diaphragms** → **Add New Diaphragm** → **D2** → **OK**

On suit la même procédure pour les autres étages.



#### 4. Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q),  
 Pour les définir on clique sur: **Define** → **Static Load Cases**



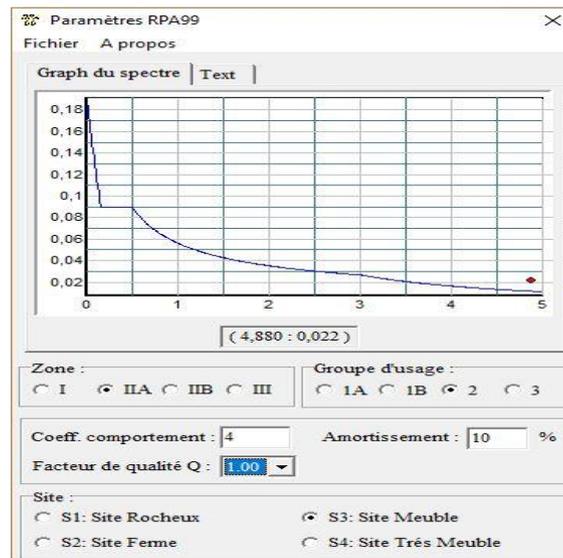
#### 5. Charges dynamiques (Sismiques) :

L'introduction du chargement dynamique (Sismique) passe par trois principales étapes :

**Etape 1 : Définition du spectre de réponse :**

Le spectre de réponse est défini grâce à l'application externe  qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou de fichier Text en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site l'implantation). Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Text pour être ensuite importé vers l'ETABS.

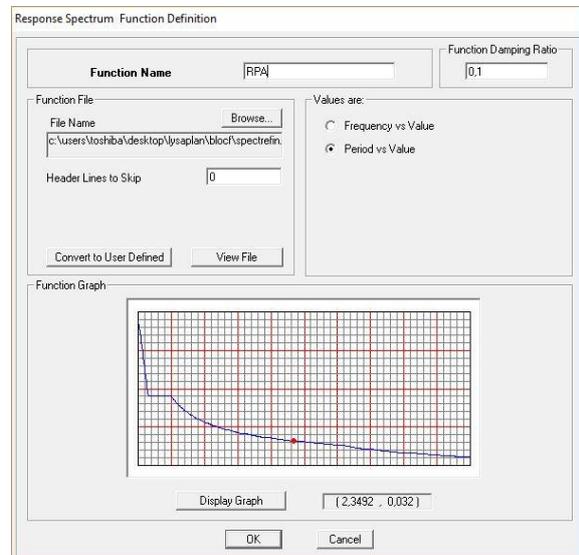
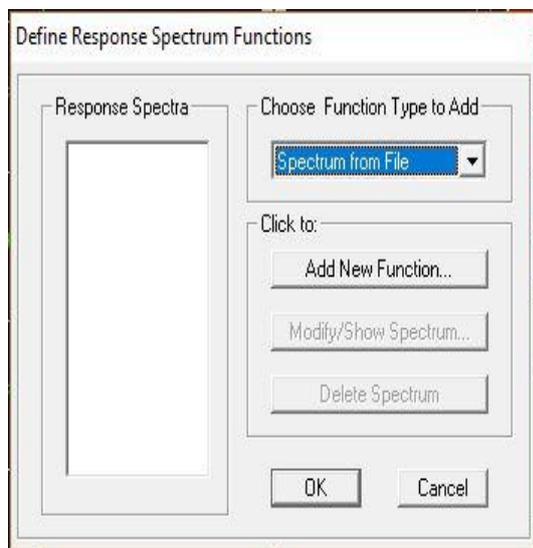
**Zone : IIa**  
**Groupe d'usage : 2**  
**Coeff de comportement : 5**  
**Facteur de qualité : Q= 1**  
**Amortissement : 10%**  
**Site : S3 Site meuble**



**Etape 2 : Introduction du spectre :**

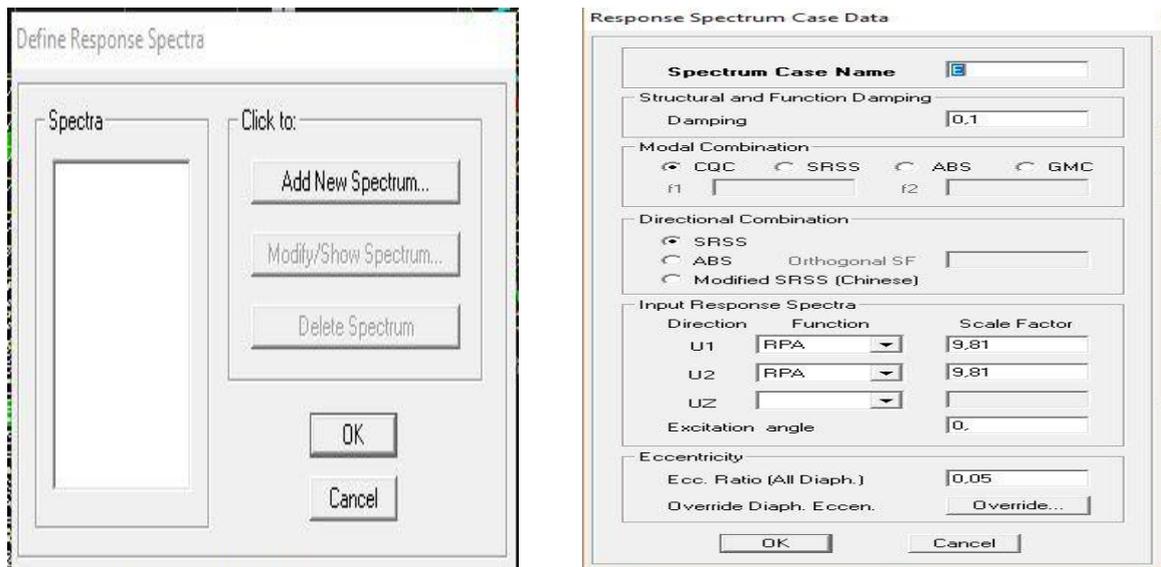
L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait suivant le cheminement suivant :

« Define \_Response Spectrum Functions » tel que les étapes à suivre sont les suivantes : spectrum from file ensuite add new function .



**Etape 3: Définir la charge sismique :**

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y et une composante verticale suivant l'axe Z (Négligée en Algérie). L'introduction de ces composantes se fait comme suit « Define \_ Response Spectrum Cases » ou avec l'icône « Response Spectrum Cases » tel que les étapes à suivre sont les suivantes :

**6--Introduction des combinaisons d'actions :**

Combinaisons aux états limites :

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

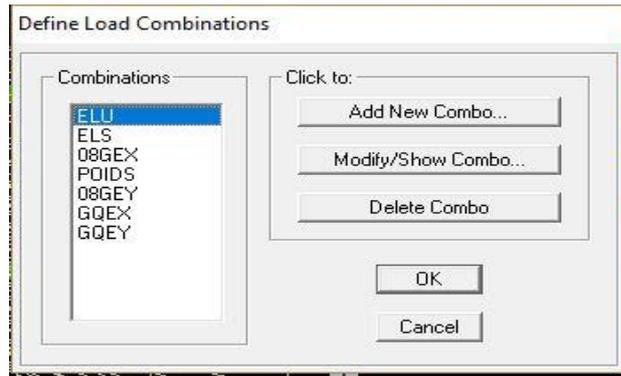
ELS :  $G + Q$

Combinaisons accidentelle du RPA :

GQE :  $G+Q\pm E$  et 08GE :  $0.8G\pm E$

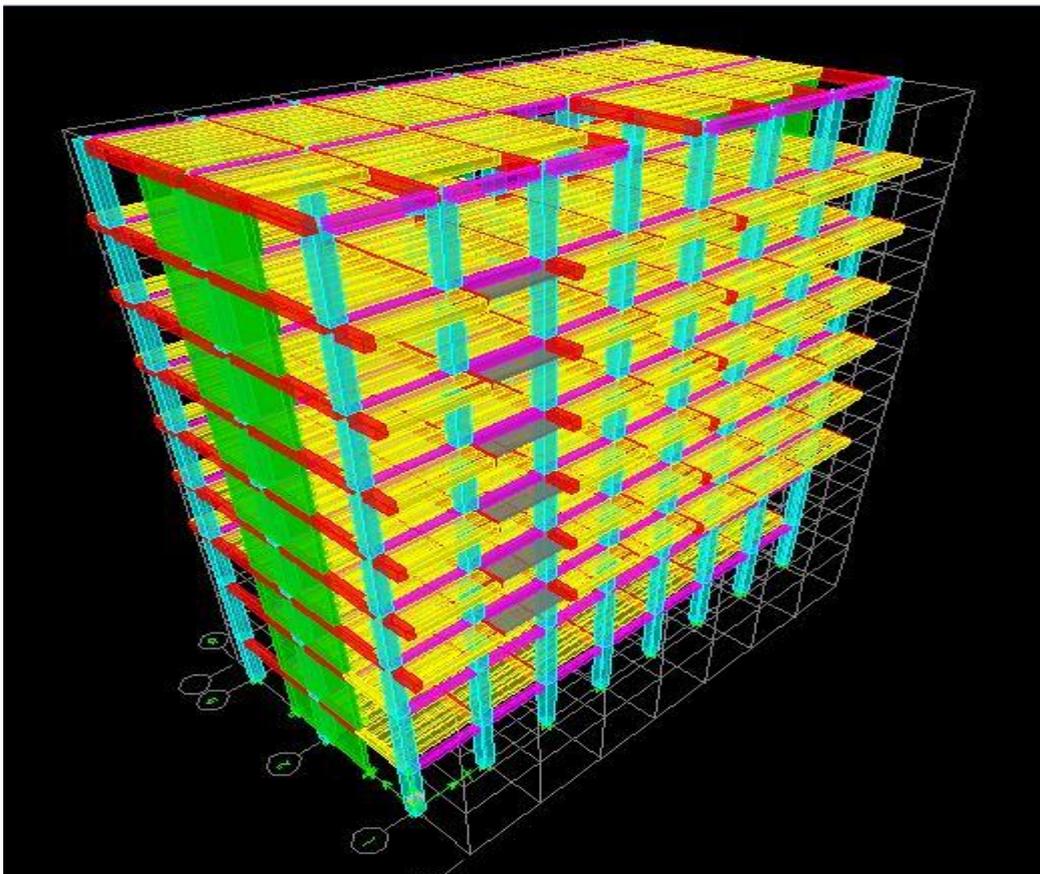
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **Load Combinaisons** → **Add New Combo**



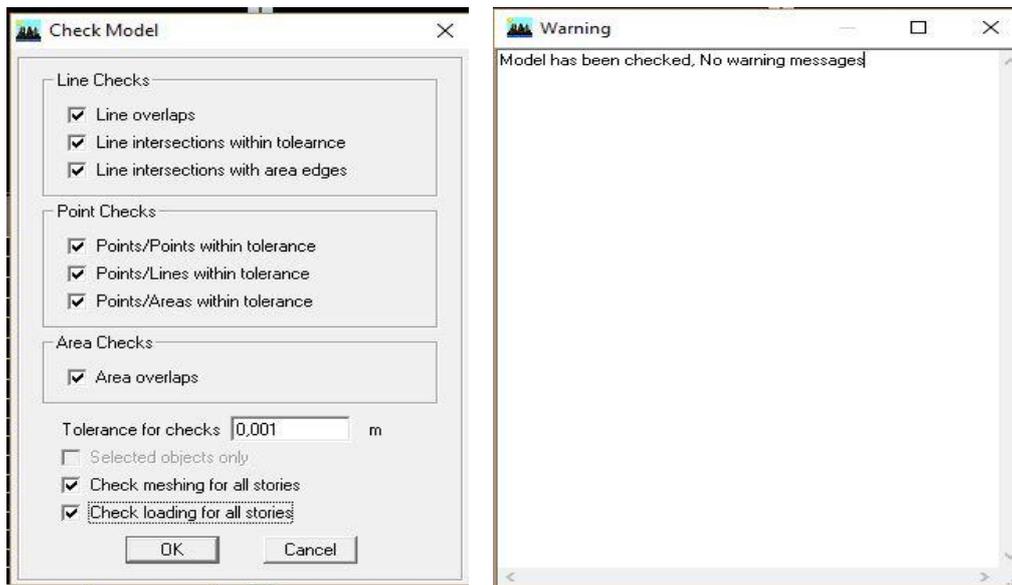
### 7. Chargement des éléments :

- On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **Assign** → **Areas loads** → **uniform** 
- On sélectionne chaque élément linière (poutres) et on lui affecte le chargement qui lui revient en cliquant sur : **Assign** → **frame/lineloads** → **distributed** 



**Figure IV-1):** vue en trois dimensions de la structure.

Ensuite on lance l'analyse mais avant sa on doit vérifier que notre structure ne contient pas de problème avec l'option analyze ensuite check modal.



Ainsi on peut lancer l'analyse en cliquant sur la touche F5.

# CHAPITRE V:

## Vérification des exigences du RPA

**V) Introduction :**

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

**V-1) Objectifs et exigences :**

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

**V-2) Méthodes de calculs :**

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

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

**➤ Caractéristiques géométriques de la structure :**

Rappelons que notre structure Est :

- Classée dans le groupe d'usage 2.
- Le sol est de catégorie S3 (Site meuble).
- Se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone IIa.

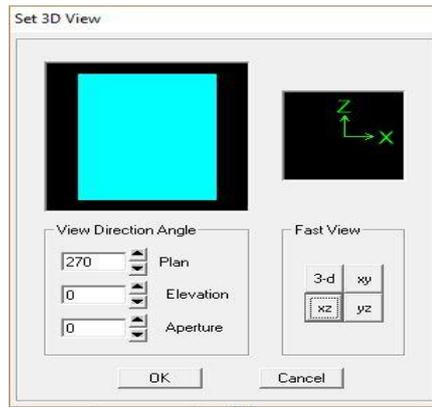
**V-3) Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 mod 2003 :****V-3-1) Justification du système de contreventement :**

Notre objectif est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

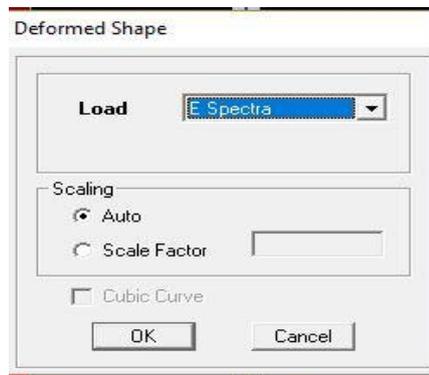
Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par le logiciel ETABS en suivant les étapes ci-après :

- **sens x-x-**

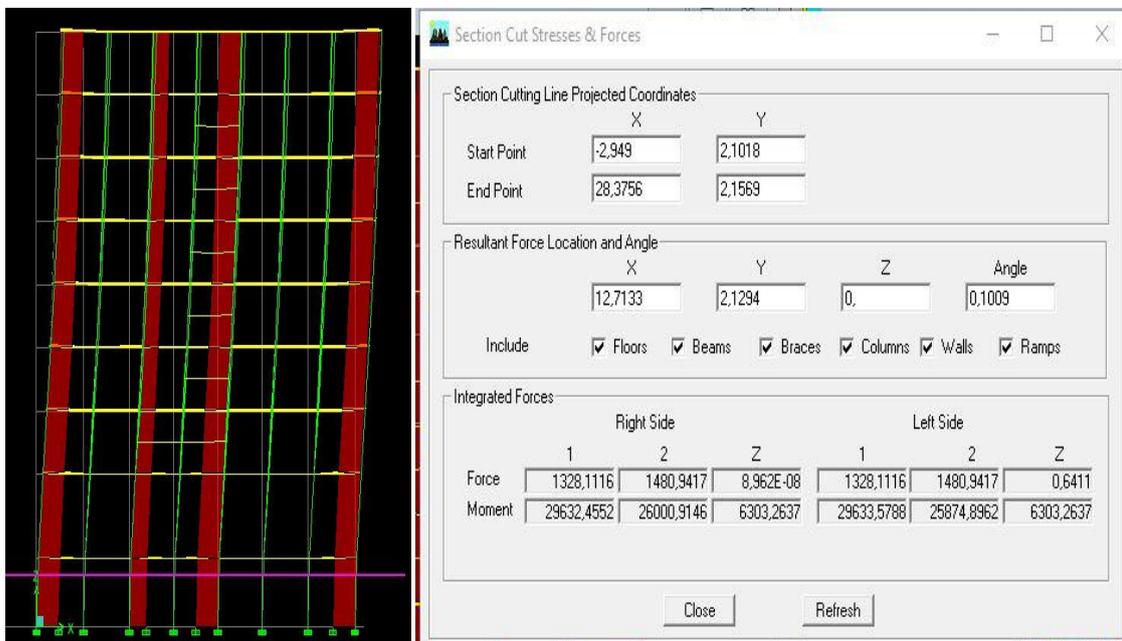
View→set 3D view → une fenêtre apparaît on sélectionne xz on met 0 pour aperture.



Ensuite →display →show deformed shape → on sélectionne la combinaison E.



Ensuite draw →draw section cut →on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure a la base comme suit, et on obtient cette fenêtre accompagnée Just a coté.



Pour avoir les efforts repris par les portiques, on décoche wall et on clique sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

**Sens x-x :**

On a

1328,1116 → 100%

318,15 → X

X : Etant le % des efforts repris par les portiques.

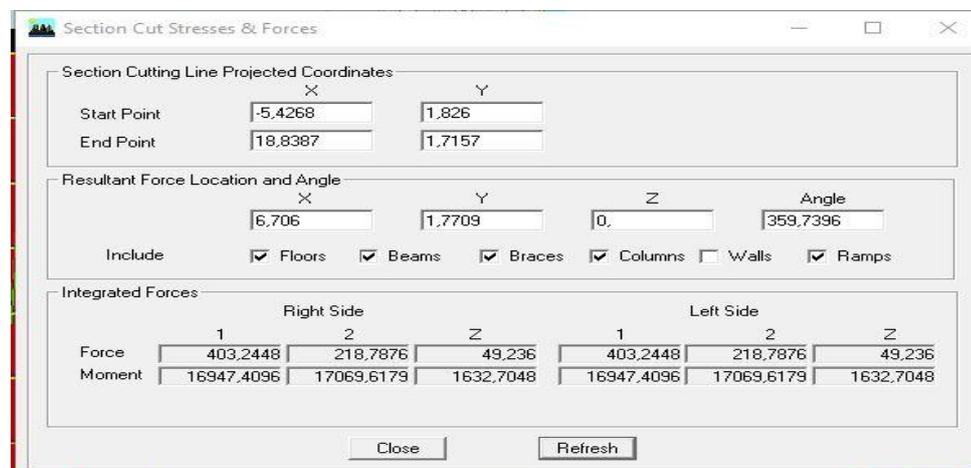
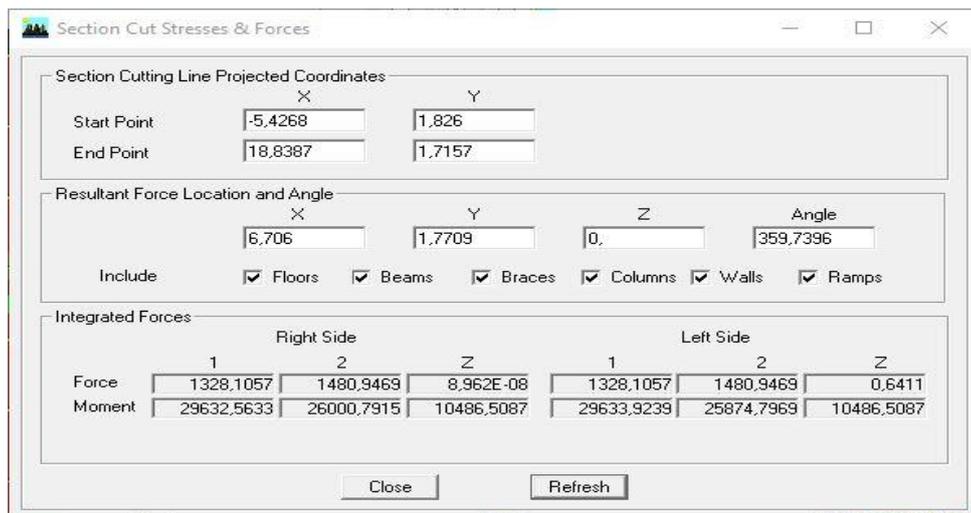
$$X = \frac{318,15 \times 100}{1328,1116} = 23,96\%$$

Donc :

- Effort repris par les voiles = **76,04%**.
- Effort repris par les portiques = **23,96%**.

**Sens y-y :**

De l'Etats on obtient les deux tableaux suivant :



On aura :

1480,9469 → 100%

218,7876 → X

X : Etant le % des efforts repris par les portiques.

$$X = \frac{218,7876 \times 100}{1480,9469} = 14,77\%$$

Donc :

- Effort repris par les voiles= **85,23%**.
- Effort repris par les portiques=**14,77%**.

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison ‘ELU’ puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

On trouve :

- Les portiques reprennent **81 %** des forces verticales.
- Les voiles reprennent **19%** des forces verticales.

**Conclusion :**

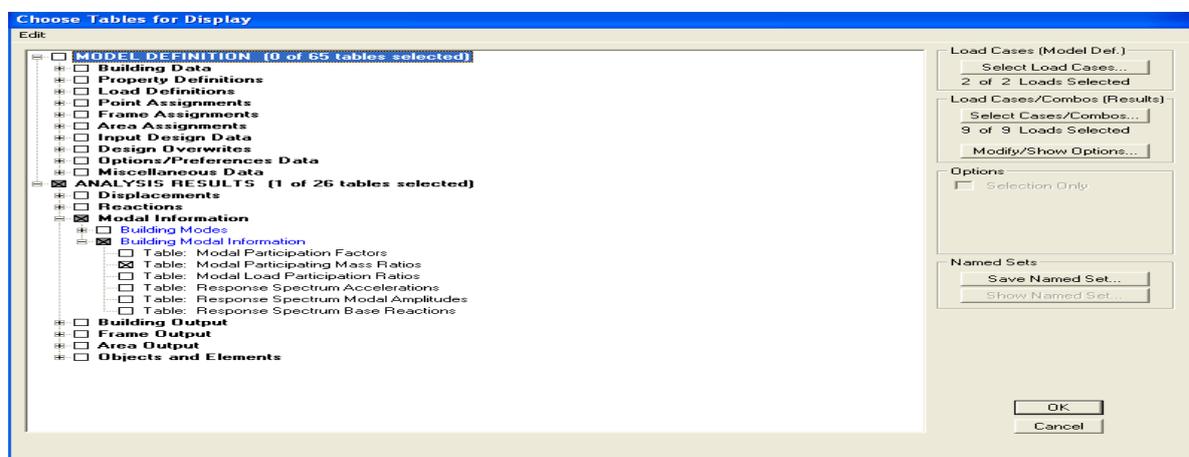
D’après les résultats obtenus précédemment, on déduit que notre structure est contreventée par voile donc **R=4**.

### V-3-2) La période de l’ETABS et le Pourcentage de participation de la masse modale :

La période maximale délivré par le logiciel ETABS est obtenue dans le mode 1 qui est 0,87s. Elle est obtenue de cette façon :

**Display →show tables :** Un tableau s’affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information →Modal Participating Mass Ratios →ok**



Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,874113	80,3465	0,0003	0,0000	80,3465	0,0003	0,0000	0,0004
2	0,682902	0,0005	75,5722	0,0000	80,3470	75,5725	0,0000	99,3813
3	0,508936	0,6981	0,0013	0,0000	81,0451	75,5738	0,0000	0,0022
4	0,250379	9,4927	0,0000	0,0000	90,5378	75,5738	0,0000	0,0000
5	0,171703	0,0000	13,8359	0,0000	90,5378	89,4097	0,0000	0,3406
6	0,126665	0,0032	0,0002	0,0000	90,5410	89,4099	0,0000	0,0002
7	0,119913	3,1199	0,0000	0,0000	93,6609	89,4099	0,0000	0,0000
8	0,074125	0,0000	4,3949	0,0000	93,6609	93,8048	0,0000	0,2090
9	0,071094	1,9985	0,0000	0,0000	95,6595	93,8048	0,0000	0,0000
10	0,054157	0,0224	0,0002	0,0000	95,6819	93,8050	0,0000	0,0000
11	0,048146	1,8138	0,0000	0,0000	97,4957	93,8050	0,0000	0,0000
12	0,043235	0,0000	2,5379	0,0000	97,4957	96,3429	0,0000	0,0327

-Le premier mode de vibration est une translation suivant X, il mobilise **80,34 %** de la masse.

-Le deuxième mode de vibration est une translation suivant Y, il mobilise **75,57%** de la masse.

-le troisième mode de vibration est une torsion.

### V-3-3) Nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée. .

(Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

- Dans notre cas comme on peut le voir dans le tableau précédent : La somme des masses modales du 8<sup>ème</sup> mode dépasse **90%** de la masse totale du bâtiment dans les deux directions.

Avec :

Sens x-x : **93,68 %** et sens y-y : **93,80%**.

**V-3-4) Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0,8 V/V_t$ . (Article 4.3.6 RPA99/version 2003) .

**➤ Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{(Formule 4-1 .article 4.2.3 RPA99/version 2003)}$$

**A** : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R**: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

**D**: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

**Q**: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

**W** : poids de la structure.

**➤ Application :**

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. **A=0,15**.

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{(4.2 RPA99/2003)}$$

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique, associée à la catégorie du site, donné par le tablea (4.7 RPA/99).

**T<sub>2</sub>(S3) = 0,5 sec.**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (4.3 \text{ RPA99/2003})$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.  
Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel  
Nous avons un contreventement voiles donc on prend :  $\xi = 10\%$ .  
D'où :

$$\eta = 0,76 > 0,7.$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.  
(ART 4.24RPA99/version2003)

$$T = \min(C_T h_n^{3/4}, \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D}})$$

**$h_n$**  : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau *N* dans notre cas  **$h_n = 28,8\text{m}$** .

**$C_T$**  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du **RPA99/version2003**. Dans notre cas  **$C_T = 0,05$** .

**D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans notre cas  **$D_x = 23,55\text{m}$**  et  **$D_y = 11,20\text{m}$** .

➤ **application numérique :**

$$1) \quad T = 0,05 \times 28,8^{3/4} = 0,62\text{s}.$$

$$2) \quad T_x = \frac{0,09 \times 28,8}{\sqrt{23,55}} = 0,53\text{s}.$$

$$3) \quad T_y = \frac{0,09 \times 28,8}{\sqrt{11,20}} = 0,77\text{s}.$$

$$T = \min (0,62; 0,53) = 0,53 \text{ s}.$$

(L'article 4.24 du RPA99 version 2003) postule que :

(Les valeurs de  $T$ , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%) .

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur  $D$  est déterminée suivant le tableau suivant :

Condition sur $T$	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3T_{\text{empirique}}$

**Tableau V-1) :** valeurs de la période  $T$ .

$$\text{Avec : } T_{\text{analytique}} = 0,87s \rightarrow T = 1,3 T_{\text{empirique}} = 0,68s$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D = 2,5 \times 0,7 \left( \frac{0,5}{0,68} \right)^{2/3} = 1,54.$$

➤ **calcul du coefficient de comportement  $R$  :**

La valeur du coefficient de comportement  $R$  a été déterminé dans la première étape d'où  $R=4$ .

➤ **calcul du facteur de qualité  $Q$  :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

$p_q$  : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité ( $q$ ) est satisfait ou non.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs des pénalités  $p_q$  :

Suivant x-x

Critère q	observé	$p_q$
1-condition minimale sur les files de contreventement	oui	0
2-redondance en plan	oui	0
3-régularité en plan	oui	0
4-régularité en élévation	oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6-contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0

**Tableau V-2) :** valeurs des pénalités suivant x-x.

Suivant y-y

Critère q	observé	$p_q$
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2-redondance en plan	Non	0,05
3-régularité en plan	oui	0
4-régularité en élévation	oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6-contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0

**Tableau V-3) :** valeurs des pénalités suivant y-y.

Selon x-x :

$$Q_x = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$$

Selon y-y :

$$Q_y = 1 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1,1$$

**Note :** Dans le spectre de réponse la valeur de Q a introduire est la plus défavorable **Q = 1,1**.

➤ **détermination du poids de la structure W :**

Donc pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  d'où  $WT = \sum_1^{10} W_i$

**WG<sub>i</sub> :** Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

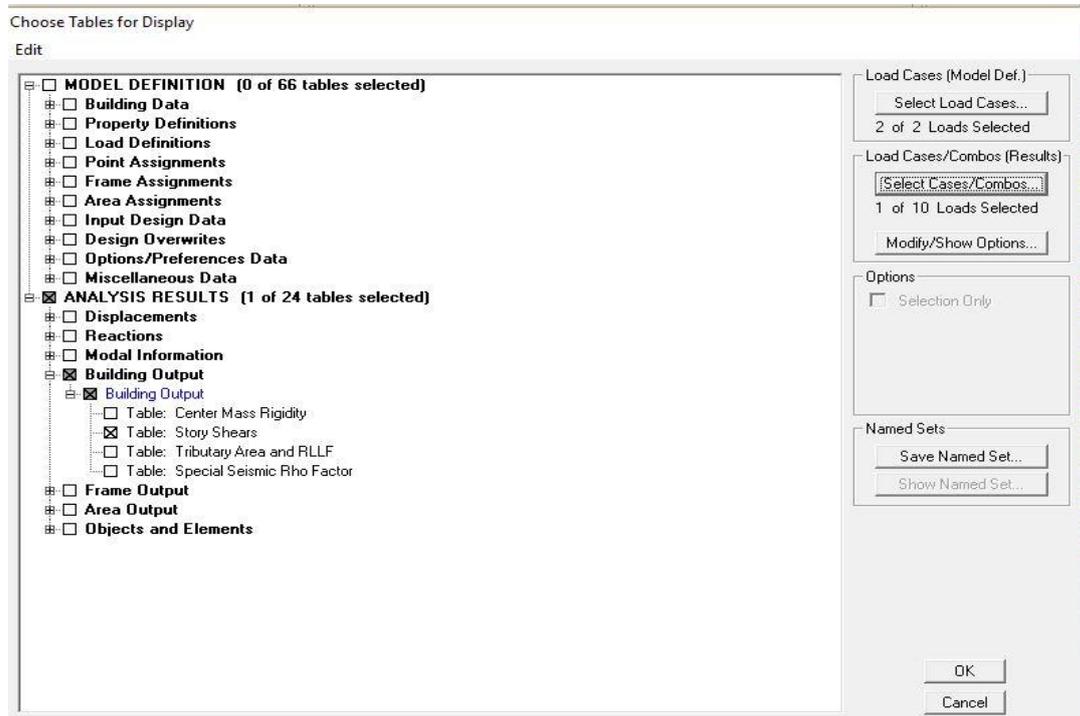
**WQ<sub>i</sub> :** Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

**$\beta$  :** Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4-5 du RPA99**,

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant  **$\beta = 0,20$** .

**W** est tiré d'Etabs de cette façon :

Display → show tables → on sélectionne combinaison poids → building out put → story shear → poids s-sol bottom



Un tableau s'affichera :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGEATTIQUE	POIDS	Bottom	3067,87	0,00	0,00	0,000	17936,856	-35202,
ETAGE5	POIDS	Top	6008,65	0,00	0,00	0,000	32603,261	-69341,
ETAGE5	POIDS	Bottom	6965,99	0,00	0,00	0,000	38071,045	-80273,
ETAGE4	POIDS	Top	9906,78	0,00	0,00	0,000	52737,451	-114411,
ETAGE4	POIDS	Bottom	10864,12	0,00	0,00	0,000	58205,234	-125343,
ETAGE3	POIDS	Top	13804,91	0,00	0,00	0,000	72871,640	-159481,
ETAGE3	POIDS	Bottom	14762,25	0,00	0,00	0,000	78339,423	-170413,
ETAGE2	POIDS	Top	17703,04	0,00	0,00	0,000	93005,829	-204551,
ETAGE2	POIDS	Bottom	18660,38	0,00	0,00	0,000	98473,612	-215483,
ETAGE1	POIDS	Top	21601,16	0,00	0,00	0,000	113140,018	-249622,
ETAGE1	POIDS	Bottom	22558,50	0,00	0,00	0,000	118607,801	-260553,
E-SOL	POIDS	Top	25499,29	0,00	0,00	0,000	133274,207	-294692,
E-SOL	POIDS	Bottom	26467,97	0,00	0,00	0,000	138862,194	-305718,
RDC	POIDS	Top	28499,17	0,00	0,00	0,000	147369,614	-329280,
RDC	POIDS	Bottom	29760,50	0,00	0,00	0,000	154499,720	-343681,
SSOL	POIDS	Top	31994,38	0,00	0,00	0,000	164629,918	-369234,
SSOL	POIDS	Bottom	33014,58	0,00	0,00	0,000	170396,916	-380883,

Donc le poids de la structure est :  $W = 33014,58 \text{ Kn}$ .

➤ Calcul de l'effort tranchant à la base :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W_t = \frac{0,15 \times 1,54 \times 1}{4} \times 33014,58 \rightarrow V_x = \mathbf{1906,59 \text{ kn.}}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W_t = \frac{0,15 \times 1,54 \times 1,1}{4} \times 33014,58 \rightarrow V_y = \mathbf{2097,25 \text{ kn.}}$$

➤ **Vérification :**

Les valeurs de  $V_{x \text{ logiciel}}$  et  $V_{y \text{ logiciel}}$  peuvent être lus dans le tableau suivant : E → all → F<sub>1</sub> = V<sub>x</sub> et F<sub>2</sub> = V<sub>y</sub>

Donc :  $V_{x \text{ dyn}} = 1328,11 \text{ kn.}$   
 $V_{y \text{ dyn}} = 1480,94 \text{ kn.}$

Response Spectrum Base Reactions									
Edit View									
Response Spectrum Base Reactions									
	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	E	9	U1	68,79	0,04	0,00	-0,369	88,925	-271,9
	E	10	U1	0,83	0,08	0,00	-0,058	2,287	-3,26
	E	11	U1	68,34	-0,09	0,00	0,276	155,497	-348,6
	E	12	U1	0,00	-0,06	0,00	0,131	0,000	-0,73
	E	1	U2	-2,62	0,01	0,00	-0,109	-52,544	13,77
	E	2	U2	3,69	1426,49	0,00	-29595,166	74,178	16455,2
	E	3	U2	-0,68	0,03	0,00	-0,693	-13,782	3,97
	E	4	U2	-0,07	0,00	0,00	0,000	0,106	0,33
	E	5	U2	-0,01	321,09	0,00	-911,443	-2,054	3715,5
	E	6	U2	-0,02	0,00	0,00	-0,078	0,263	0,09
	E	7	U2	0,06	0,00	0,00	0,000	0,246	-0,30
	E	8	U2	-0,14	149,37	0,00	-589,329	-0,305	1711,0
	E	9	U2	0,04	0,00	0,00	0,000	0,055	-0,17
	E	10	U2	0,08	0,01	0,00	-0,006	0,223	-0,31
	E	11	U2	-0,09	0,00	0,00	0,000	-0,215	0,48
	E	12	U2	-0,06	97,40	0,00	-200,027	-0,098	1119,3
	E	All	All	1328,11	1480,94	0,00	29632,512	26000,849	18446,2

**Sens x-x**

$$V_{x \text{ dyn}} = 1328,11 \text{ KN} < 0,8 \times 1906,59 = \mathbf{1525,27 \text{ KN.}}$$

**Sens y-y**

$$V_{y \text{ dyn}} = 1480,94 \text{ KN} < 0,8 \times 2097,25 = \mathbf{1677,81 \text{ KN.}}$$

**Conclusion :**

L'effort tranchant à la base n'est pas vérifié on doit multiplier le 9,81 de E par le rapport 0,8 V/Vt. Et on obtient les nouvelles valeurs de l'effort tranchant qui sont données dans le tableau qui suit.

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ETAGEATTIQUE	E	Top	0,00	239,44	295,55	3963,491	0,000	0,000
	ETAGEATTIQUE	E	Bottom	0,00	239,44	295,55	3963,491	904,395	732,699
	ETAGE5	E	Top	0,00	517,63	623,95	8352,672	904,395	732,699
	ETAGE5	E	Bottom	0,00	517,63	623,95	8352,672	2793,677	2289,582
	ETAGE4	E	Top	0,00	762,83	893,61	12030,810	2793,677	2289,582
	ETAGE4	E	Bottom	0,00	762,83	893,61	12030,810	5465,313	4574,916
	ETAGE3	E	Top	0,00	972,04	1122,41	15169,308	5465,313	4574,916
	ETAGE3	E	Bottom	0,00	972,04	1122,41	15169,308	8805,884	7487,087
	ETAGE2	E	Top	0,00	1152,63	1310,54	17795,482	8805,884	7487,087
	ETAGE2	E	Bottom	0,00	1152,63	1310,54	17795,482	12697,372	10927,860
	ETAGE1	E	Top	0,00	1303,74	1463,66	19970,032	12697,372	10927,860
	ETAGE1	E	Bottom	0,00	1303,74	1463,66	19970,032	17029,839	14804,665
	E-SOL	E	Top	0,00	1426,13	1579,03	21675,944	17029,839	14804,665
	E-SOL	E	Bottom	0,00	1426,13	1579,03	21675,944	21695,043	19029,736
	RDC	E	Top	0,00	1495,55	1647,89	22740,623	21695,043	19029,736
	RDC	E	Bottom	0,00	1495,55	1647,89	22740,623	28195,156	24955,905
	SSOL	E	Top	0,00	1525,27	1677,81	23232,296	28195,156	24955,905
	SSOL	E	Bottom	0,00	1525,27	1677,81	23232,296	33571,538	29860,713

**V-3-5) Vérification des déplacements relatifs :**

D’après le **RPA 99 (art 5.10)**, 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.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \quad \text{(formule 4-19 du RPA)}$$

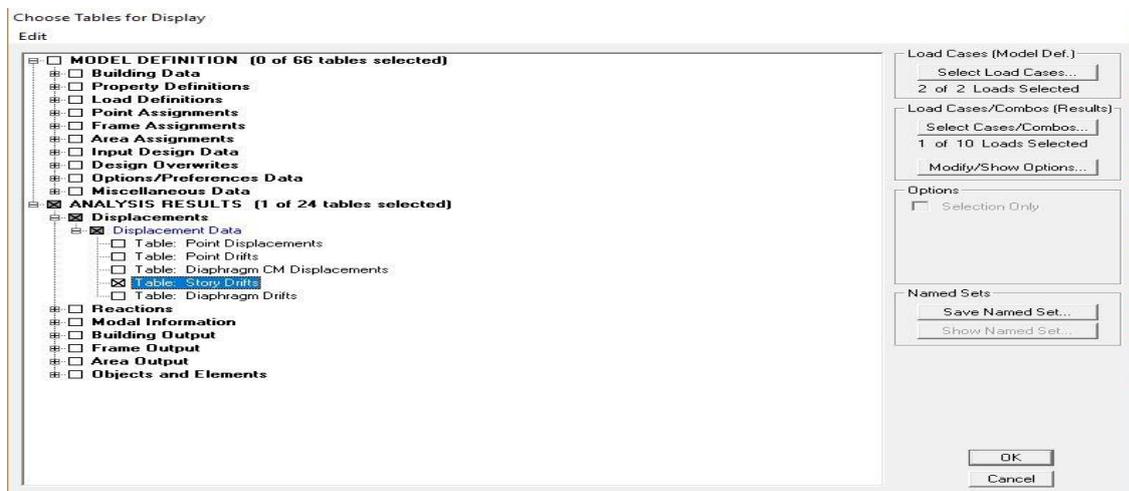
$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l’effet de torsion) .

**R** : coefficient de comportement.

**Le déplacement relatif** au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{(Formule 4-20 de RPA 99).}$$

De l’ETABS : display → show tables →displacement →displacement data →story drifts



Story Drifts  
Edit View

	Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
▶	ETAGEATTIQUE	Max Drift X	E	24	23,000	0,000	28,800	0,000478	
	ETAGEATTIQUE	Max Drift Y	E	290	23,000	9,950	28,800		0,000561
	ETAGE5	Max Drift X	E	66	13,100	-1,700	25,740	0,000606	
	ETAGE5	Max Drift Y	E	347	23,000	11,250	25,740		0,000614
	ETAGE4	Max Drift X	E	66	13,100	-1,700	22,680	0,000732	
	ETAGE4	Max Drift Y	E	330	0,000	-0,650	22,680		0,000668
	ETAGE3	Max Drift X	E	66	13,100	-1,700	19,620	0,000853	
	ETAGE3	Max Drift Y	E	343	0,000	11,250	19,620		0,000714
	ETAGE2	Max Drift X	E	66	13,100	-1,700	16,560	0,000952	
	ETAGE2	Max Drift Y	E	343	0,000	11,250	16,560		0,000737
	ETAGE1	Max Drift X	E	66	13,100	-1,700	13,500	0,001022	
	ETAGE1	Max Drift Y	E	343	0,000	11,250	13,500		0,000728
	E-SOL	Max Drift X	E	24	23,000	0,000	10,440	0,001031	
	E-SOL	Max Drift Y	E	187	0,000	4,800	10,440		0,000674
	RDC	Max Drift X	E	24	23,000	0,000	7,380	0,000931	
	RDC	Max Drift Y	E	193	0,000	7,163	7,380		0,000520
	SSOL	Max Drift X	E	24	23,000	0,000	3,300	0,000430	
	SSOL	Max Drift Y	E	33	0,000	2,850	3,300		0,000227

Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Etages	$\Delta_{kx}$ [m]	$\Delta_{ky}$ [m]	$\Delta Kx \times R$	$\Delta Ky \times R$	1%He	conclusion
Étage 7	0,000478	0,000561	0,0019	0,0022	0,0306	c.v
Étage 6	0,000606	0,000614	0,0024	0,0024	0,0306	c.v
Étage 5	0,000732	0,000668	0,0029	0,0026	0,0306	c.v
Étage 4	0,000853	0,000714	0,0034	0,0028	0,0306	c.v
Étage 3	0,000952	0,000737	0,0038	0,0029	0,0306	c.v
Étage 2	0,001022	0,000728	0,0040	0,0029	0,0306	c.v
Étage 1	0,001031	0,000674	0,0041	0,0026	0,0306	c.v
RDC2	0,000931	0,000520	0,0037	0,0020	0,0408	c.v
RDC1	0,000430	0,000227	0,0017	0,0009	0,033	c.v

**Tableau V-4) : Déplacements inter-étage.**

### Conclusion :

D'après les résultats obtenus, on constate que les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas **1%** de la hauteur d'étage.

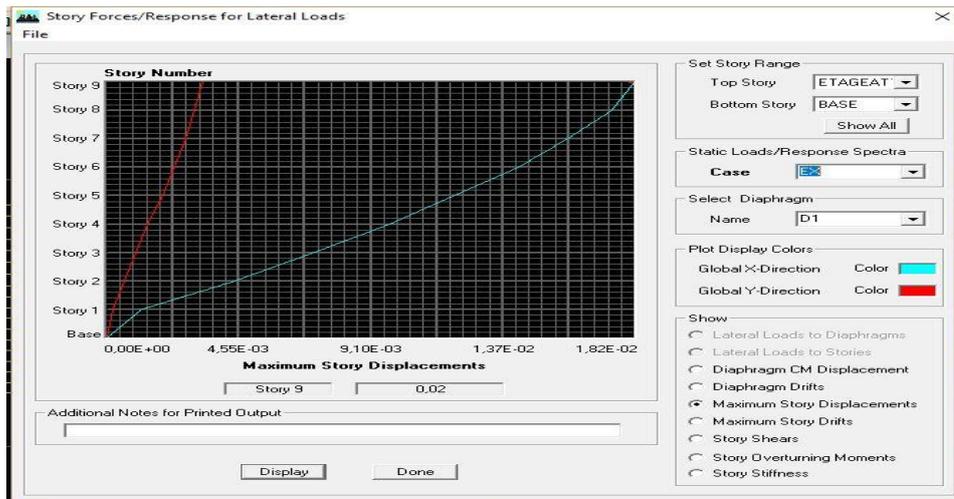
### V-3-6) Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{h_t}{500} \quad \text{BAEL 6.5.3}$$

**Avec :** f : la flèche admissible.  
h<sub>t</sub> : la hauteur totale du bâtiment.

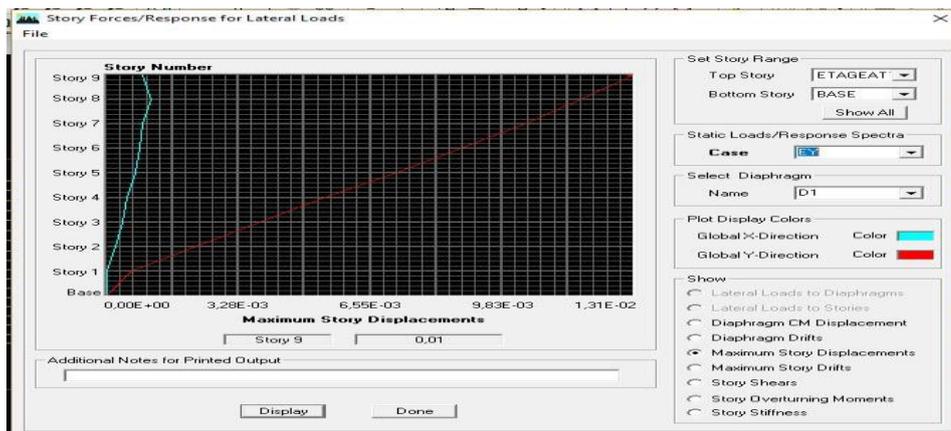
• **Suivant  $E_x$  :**



Vérification des déplacements selon  $E_x$ .

$$\delta_{\max} = 0,02m \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{28,8}{500} = 0,0576m \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Suivant  $E_y$  :**



Vérification des déplacements selon  $E_y$ .

$$\delta_{\max} = 0,01 \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{28,8}{500} = 0,0576m \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**V-3-7) Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :**

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure ,ou les éléments sont soumis a des charges axiales, cet effet est étroitement lié a la valeur de la force axiale appliquée(P) et au déplacement « Delta », la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.

- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement **RPA99/v200** préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure

$$\theta = \frac{P_k \times D_k}{V_k \times h_k} < 0,1 \quad \text{RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec :

**P<sub>k</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après.

**V<sub>k</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

**Δ<sub>k</sub>** : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » .

**h<sub>k</sub>** : hauteur de l'étage « k ».

On a :

Si  $\theta_k < 0,10$  : les effets de 2<sup>eme</sup> ordre sont négligés.

Si  $0,10 < \theta_k < 0,20$  il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0,20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2<sup>eme</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumé dans le tableau ci-après :

Sens X-X :

Etages	poids	$\Delta_{kx}$ [m]	Vx [kn]	h	$\Theta$	Condition	conclusion
Etage7	3067,87	0,0019	239,44	3,06	0,0079	$\leq 0,1$	C.V
Etage 6	6965,99	0,0024	517,63	3,06	0,0106	$\leq 0,1$	C.V
Etage 5	10864,12	0,0029	762,83	3,06	0,0135	$\leq 0,1$	C.V
Etage 4	14762,25	0,0034	972,04	3,06	0,0169	$\leq 0,1$	C.V
Etage 3	18660,38	0,0038	1152,63	3,06	0,0201	$\leq 0,1$	C.V
Etage2	22558,50	0,0040	1303,74	3,06	0,0230	$\leq 0,1$	C.V
Etage 1	26467,97	0,0041	1426,13	3,06	0,0224	$\leq 0,1$	C.V
RDC2	29760,50	0,0037	1495,55	4,08	0,0181	$\leq 0,1$	C.V
RDC1	33014,58	0,0017	1525,27	3,3	0,0112	$\leq 0,1$	C.V

Tableau V-5) : effet P- $\Delta$  sens x-x.

Sens Y-Y :

Etages	poids	$\Delta_{ky}$ [m]	Vy [kn]	h	$\Theta$	Condition	conclusion
Etage 7	3067,87	0,0022	295,55	3,06	0,0075	$\leq 0,1$	C.V
Etage6	6965,99	0,0024	623,95	3,06	0,0089	$\leq 0,1$	C.V
Etage 5	10864,12	0,0026	893,61	3,06	0,0106	$\leq 0,1$	C.V
Etage 4	14762,25	0,0028	1122,41	3,06	0,0122	$\leq 0,1$	C.V
Etage 3	18660,38	0,0029	1310,54	3,06	0,0136	$\leq 0,1$	C.V
Etage 2	22558,50	0,0029	1463,66	3,06	0,0146	$\leq 0,1$	C.V
Etage 1	26467,97	0,0026	1579,03	3,06	0,0147	$\leq 0,1$	C.V
RDC2	29760,50	0,0020	1647,89	4,08	0,0092	$\leq 0,1$	C.V
RDC1	33014,58	0,0009	1677,81	3,3	0,0054	$\leq 0,1$	C.V

Tableau V-6) : effet P- $\Delta$  sens y-y.

**Conclusion** : Dans les deux sens on constate que l'effet p-delta est inferieur a 0.1 il peut être négligé.

**V-3-8) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3.$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal sismique ;

$B$  : Section transversale du poteau considéré.

Résultats de calcul :

- **Pour les poteaux de (50×50) :**

$$N_d = 1691,3 \text{ KN}$$

$$\nu = \frac{1655,36 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0,26 \leq 0,3. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Pour les poteaux de (45×45) :**

$$N_d = 868,8 \text{ KN}$$

$$\nu = \frac{868,8 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,17 \leq 0,3. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Pour les poteaux de (40×40) :**

$$N_d = 430,5 \text{ KN}$$

$$\nu = \frac{430,5 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,10 \leq 0,3. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**V-4) Conclusion :**

La modélisation de la structure avec ETABS présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailleur les différents éléments structuraux.

# CHAPITRE VI:

## Ferraillages des poutres

**VI-ferrailage des poutres :****VI-1) Introduction :**

Le ferrailage des poutres se fera en flexion simple à l'état limite ultime (ELU) puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS). suivant les cas les plus défavorables, selon les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ (ELU)} \\ G + Q \text{ (ELS)} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA 99 Version 2003}$$

**VI-2) Recommandation de l'RPA:**➤ **Armatures longitudinales (Art 7 .5.2 RPA) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $(0,5\% b \times h)$  en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4%  $b \times h$  en zone courante.
- 6%  $b \times h$  en zone nodale .

poutres	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ zone nodale (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ zone courante (cm <sup>2</sup> )
Principales	6,75	81	54
Secondaires	5,25	63	42

**Tableau VI-1) :** représentatif des sections minimales et maximales des armatures.

Avec :

Poutres principales : (30 x45) cm.

Poutres secondaires : (30x 35) cm.

➤ **Armatures transversales :**

La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$$S_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} \text{ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont}$$

nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$  En zone nodale.

$\emptyset$  : 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.

#### ❖ Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E<sub>3</sub>, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- $A \frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $A \frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

#### VI-3) Les étapes de calculs :

##### a) Armatures longitudinales :

Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier sont données par la formule suivante :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

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

➤ **situations durables (1,35G + 1,5Q)** dans ce cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 MPa. \\ \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 MPa. \end{array} \right.$$

$\theta=1$  si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta=0,85$  si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1 heure.

Les contraintes admissibles de déformation du béton et de l'acier sont résumées dans le tableau suivant :

situation	$\sigma_b$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$F_e(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$
Situation durable	1,5	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,48	400	400

**Tableau VI-2):** Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier

❖ **Détermination du type de ferrailage des poutres:**

Le type de ferrailage se fait par rapport à la condition suivante :

- Si  $\mu < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$  est une section simplement armé (SSA).
- Si non c'est une section doublement armé (SDA).

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\beta = 0,969$$

Avec :

Mu : moment de flexion à l'E.L.U.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile (d = h-c).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

❖ **Exemple de calcul :**

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principale en travée en zone I (RDC 1 et RDC 2) :

$$\mu = \frac{46,508 \times 10^6}{300 \times 425^2 \times 14,2} = 0,060.$$

$$\mu = 0,06 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,06 \longrightarrow \beta = 0,969.$$

Alors :

$$A = \frac{46,508 \times 10^6}{0,969 \times 425 \times 348} = 324 \text{ mm}^2 = 3,24 \text{ cm}^2.$$

On opte pour **3HA12** qui vaut **3,39 cm<sup>2</sup>**.

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

- Poutres principales :
  - Poutres principales loin du voile :

En travée

niveau	$M_u$	$\mu$	$\beta$	obs	$A_s$	$A_{min}$	ferrai	$A_{adop}$
étage 5,6,7	48,726	0,063	0,9675	SSA	3,41	1,53	<b>3HA14</b>	4,62
étages 1,2,3et 4	45,847	0,059	0,9695	SSA	3,19	1,53	<b>3HA14</b>	4,62
RDC1 et RDC2	46,508	0,06	0,969	SSA	3,24	1,53	<b>3HA14</b>	4,62

Tableau VI-3) : ferrailage des poutres principales en travée.

Aux appuis supérieurs :

niveau	$M_u$	$\mu$	$\beta$	obs	$A_s$	$A_{min}$	ferrai	$A_{adop}$
étage 5,6,7	-89,777	0,116	0,938	SSA	6,47	1,53	<b>3HA14+ chap 3HA12</b>	8,01
étages 1,2,3et 4	-81,476	0,105	0,9445	SSA	5,83	1,53	<b>3HA14+ chap 3HA12</b>	8,01
RDC1 et RDC2	-91,127	0,118	0,937	SSA	6,57	1,53	<b>3HA14+ chap 3HA12</b>	8,01

Tableau VI-4) : ferrailage des poutres principales aux appuis supérieurs.

Aux appuis inférieurs :

niveau	$M_u$	$\mu$	$\beta$	obs	$A_s$	$A_{min}$	ferrai	$A_{adop}$
étage 5,6,7	39,69	0,039	0,9805	SSA	2,38	1,53	<b>3HA14</b>	6,78
étages 1,2,3et 4	38,69	0,038	0,981	SSA	2,31	1,53	<b>3HA14</b>	6,78
RDC1 et RDC2	38,433	0,038	0,981	SSA	2,30	1,53	<b>3HA14</b>	6,78

Tableau VI-5) : ferrailage des poutres principales aux appuis inférieurs.

▪ Poutres principales proches du voile :

		Mu (KN.m)	$\mu$	$\beta$	Obs	A cal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Travée		83,21	0,108	0,943	SSA	5,96	1,53	<b>3HA16</b>	6,03
appui	Supérieur	-128,35	0,162	0,911	SSA	11,80	1,53	<b>3HA16+ chap 3HA16</b>	12,06
	inférieur	94,689	0,123	0,9345	SSA	6,85	1,53	<b>3HA16 + chap 3HA12</b>	9,42

Tableau VI-6) : ferrailage des poutres principales proches du voile.

➤ Poutres secondaires :

▪ Poutres secondaires loin du voile :

En travée :

niveau	M <sub>u</sub> (kn.m)	$\mu$	$\beta$	obs	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
étage 5,6,7	23,085	0,049	0,974	SSA	2,06	1,17	<b>3HA12</b>	3,39
étages 1,2,3et 4	21,384	0,046	0,976	SSA	1,90	1,17	<b>3HA12</b>	3,39
RDC1 et RDC2	21,515	0,046	0,976	SSA	1,91	1,17	<b>3HA12</b>	3,39

Tableau VI-7) : ferrailage des poutres secondaires en travée.

Aux appuis supérieurs :

niveau	M <sub>u</sub> (kn.m)	$\mu$	$\beta$	obs	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
étage 5,6,7	-52,876	0,113	0,939	SSA	4,90	1,17	<b>3HA12+ chap 3HA12</b>	6,78
étages 1,2,3et 4	-65,447	0,141	0,923	SSA	6,17	1,17	<b>3HA12+ chap 3HA12</b>	6,78
RDC1 et RDC2	-54,051	0,116	0,938	SSA	5,01	1,17	<b>3HA12+ chap 3HA12</b>	6,78

Tableau VI-8) : ferrailage des poutres secondaires aux appuis supérieurs.

Aux appuis inférieurs :

niveau	M <sub>u</sub> (kn.m)	μ	β	obs	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
étage 5,6,7	41,475	0,092	0,952	SSA	3,85	1,17	3HA12+ chap 3HA12	6,78
étages 1,2,3et 4	53,205	0,118	0,937	SSA	5,02	1,17	3HA12+ chap 3HA12	6,78
RDC1 et RDC2	44,172	0,098	0,948	SSA	4,11	1,17	3HA12+  chap 3HA12	6,78

Tableau VI-9) : ferrailage des poutres secondaires aux appuis inférieurs.

▪ Poutres secondaires proche du voile :

		Mu (KN.m)	μ	β	Obs	A cal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Travée		48,611	0,108	0,943	SSA	4,55	1,17	3HA14	4,62
Appui	Supérieur	-89,00	0,197	0,8895	SSA	8,84	1,17	3HA14+ chap 3HA14	9,24
	inférieur	69,013	0,153	0,9165	SSA	6,65	1,17	3HA14+ chap 3HA14	9,24

Tableau VI-10) : ferrailage des poutres secondaires proches du voile.

❖ Vérifications à l'ELU:

➤ Condition de non fragilité :

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

▪ Poutre principale :

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 42,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,53.$$

$$A_{\min} < A_{adop} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Poutre secondaire :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,17.$$

$$A_{\min} < A_{adop} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$A_{\min}$  est inférieur à toute section d'armature adoptée  $\longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

➤ **Justification de l'effort tranchant : (BAEL91.art A.5.1) :**

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{\max}}{b.d} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU tiré de l'Etabs.}$$

Avec :

$$T_u^{\max} = 87,9 \text{KN} \text{ (Poutres principales loin du voile).}$$

$$T_u^{\max} = 96,31 \text{KN} \text{ (Poutres secondaires loin du voile).}$$

$$T_u^{\max} = 116,33 \text{KN} \text{ (Poutres principales proches du voile).}$$

$$T_u^{\max} = 171,34 \text{KN} \text{ (Poutres secondaires loin proches du voile).}$$

- Poutres principales loin du voile :  $\tau_u = \frac{87,9 \times 10^3}{300 \times 425} = 0,68 \text{MPa.}$
- Poutres secondaires loin du voile :  $\tau_u = \frac{96,31 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,97 \text{MPa.}$
- Poutres principales proche du voile :  $\tau_u = \frac{116,33 \times 10^3}{300 \times 425} = 0,91 \text{MPa.}$
- Poutres secondaires proches du voile :  $\tau_u = \frac{171,34 \times 10^3}{300 \times 325} = 1,75 \text{MPa.}$

➤ **Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)**

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisibles 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 loin des voiles :  $\tau_u = 0,68 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} \longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

Poutres secondaires loin des voiles :  $\tau_u = 0,97 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} \longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

Poutres principales proche des voiles :  $\tau_u = 0,91 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} \longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

Poutres secondaires proche du voile :  $\tau_u = 1,75 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} \longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis :**

$$T \leq \bar{T} = 0,40 \cdot \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

p.p loin du voile :  $T = 87,9 \text{KN} < \bar{T} = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,425 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 765 \text{KN}.$

p.s loin du voile :  $T = 96,31 \text{KN} < \bar{T} = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,325 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 585 \text{KN}.$

p.p proches du voile :  $T = 116,33 \text{KN} < \bar{T} = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,425 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 765 \text{KN}.$

p.s proches du voile :  $T = 171,34 \text{KN} < \bar{T} = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,425 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 765 \text{KN}.$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}.$$

Avec : 
$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$\sum U_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

▪ **Poutres principales loin du voile :**

• **Zone 1 :**

3HA14 + 3HA12  $\longrightarrow$   $\sum u_i = 244,92 \text{mm}$  avec :  $\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{91,127 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 244,92} = 0,97 < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Zone 2 :**

3HA14+3HA12  $\longrightarrow$   $\sum u_i = 244,92 \text{mm}$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{81,476 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 244,92} = 0,86 < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Zone 3 :**

$$3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 \longrightarrow \sum u_i = 244,92\text{mm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{89,777 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 244,92} = 0,95 < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres principales proches du voile :**

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}16 \longrightarrow \sum u_i = 301,44\text{mm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{53,56 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 301,44} = 0,60 < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires loin du voile :**

$$3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 \longrightarrow \sum u_i = 226,08\text{mm}$$

- **Zone 1 :**

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{43,72 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 226,08} = 0,65 < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Zone 2 :**

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{53,56 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 226,08} = 0,80 < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Zone 3 :**

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{44,59 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 226,08} = 0,67 < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires proches du voile :**

$$3\text{HA}14 + 3\text{HA}14 \longrightarrow \sum u_i = 263,76\text{mm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{89,00 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 263,76} = 1,15 < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les  $\phi 12$  :  $l_s = 42,33 \text{ cm}$

Pour les  $\phi 14$  :  $l_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour les  $\phi 16$  :  $l_s = 56,43 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0,4ls », pour les barres à haute adhérence.

Pour les  $\phi 12$  :  $l_s = 16,92 \text{ cm}$

Pour les  $\phi 14$  :  $l_s = 19,75 \text{ cm}$

Pour les  $\phi 16$  :  $l_s = 22,57 \text{ cm}$

**b) Armatures transversales :**

❖ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1,28; 1,2; 3\}$$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  On choisit un cadre + un étrier.

Soit : **At = 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**

❖ **Calcul des espacements :**

➤ **Zone nodale** :  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\}$

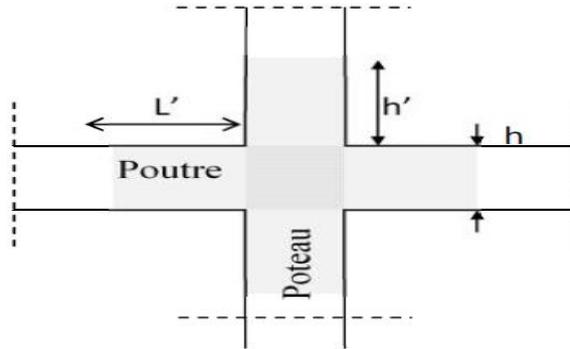
- Poutre principale de (30 x 45)  $S_t = 11,25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutre secondaire de (30 x 35)  $S_t = 8 \text{ cm} \rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$

➤ **Zone courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principale de (30 x 45)  $S_t = 22,5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutre secondaire de (30h x 35)  $S_t = 17,5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$



❖ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

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

**Avec :**

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$  : Poutre principale (30×45)

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$  : Poutre secondaire (30×35)

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

❖ **Armatures transversales minimales**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier)**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{t28} \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_u} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux qui suivent :

**Poutre principale loin du voile :**

		$M_s(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}(\text{mpa})$	$\sigma_{bc}(\text{mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{mpa})$	obs
Zone 1	Travée	33,843	4,62	0,265	0,9185	46,355	255,74	5,51	15	OK
	Appui sup	-48,090	8,01	0,531	0,8905	30,66	187,41	6,11	15	OK
	Appui inf	33,398	6,78	0,531	0,8905	30,66	130,15	4,24	15	OK
Zone 2	Travée	33,364	4,62	0,265	0,9185	46,355	252,12	5,43	15	OK
	Appui sup	-50,747	8,01	0,531	0,8905	30,66	197,76	6,45	15	OK
	Appui inf	22,351	6,78	0,531	0,8905	30,66	87,10	2,84	15	OK
Zone 3	Travée	35,454	4,62	0,362	0,9065	38,475	199,18	5,17	15	OK
	Appui sup	-56,343	8,01	0,628	0,8835	27,415	187,33	6,83	15	OK
	Appui inf	34,422	6,78	0,531	0,8905	30,66	134,22	4,37	15	OK

**Tableau VI-11) :** Vérification du ferrailage des poutres principales loin du voile à l'ELS.

**Poutre principale proche du voile :**

	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}(\text{mpa})$	$\sigma_{bc}(\text{mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{mpa})$	obs
Travée	6,337	6,03	0,46	0,897	33,54	27,89	0,83	15	OK
Appui sup	-23,001	12,06	0,92	0,8645	21,9	53,05	2,42	15	OK
Appui inf	3,713	9,42	0,53	0,891	30,87	14,31	0,46	15	OK

**Tableau VI-12) :** Vérification du ferrailage des poutres principales proche du voile à l'ELS.

**Poutres secondaires loin du voile :**

		$M_s(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}(\text{mpa})$	$\sigma_{bc}(\text{mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{mpa})$	obs
Zone 1	Travée	6,396	3,39	0,347	0,9485	39,65	61,20	1,54	15	OK
	Appui sup	-15,498	6,78	0,695	0,8785	26,15	80,06	3,06	15	OK
	Appui inf	5,301	6,78	0,695	0,8785	26,15	27,38	1,04	15	OK
Zone 2	Travée	8,746	3,39	0,347	0,9485	39,65	83,69	2,11	15	OK
	Appui sup	-16,716	3,78	0,387	0,9035	37,355	150,60	4,03	15	OK
	Appui inf	7,329	6,78	0,695	0,8785	26,15	37,86	1,44	15	OK
Zone 3	Travée	10,663	3,39	0,347	0,9485	39,65	102,03	2,57	15	OK
	Appui sup	-19,342	6,78	0,695	0,8785	26,15	99,91	3,82	15	OK
	Appui inf	8,43	6,78	0,695	0,8785	26,15	43,54	1,66	15	OK

**Tableau VI-13) :** Vérification du ferrailage des poutres secondaires loin du voile à l'ELS.**Poutres secondaires proche du voile :**

		$M_s(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}(\text{mpa})$	$\sigma_{bc}(\text{mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{mpa})$	obs
Zone 1	Travée	16,664	4,55	0,466	0,8965	33,31	125,69	3,77	15	OK
	Appui sup	-28,053	8,84	0,906	0,865	22,17	112,88	5,09	15	OK
	Appui inf	7,263	6,65	0,682	0,8835	26,49	38,03	1,43	15	OK

**Tableau VI-14) :** Vérification du ferrailage des poutres secondaires proche du voile à l'ELS.

➤ **Etat limite de déformation**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible, pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction on prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

➤ **Vérification de la flèche :**

▪ **Sens des poutres principale :**

La flèche admissible : la valeur maximale de la flèche de trouée au niveau de la travée de longueur  $l=540\text{cm}$

$$f = 0,100 < \bar{f} = \frac{0,5\text{cm} + L}{1000} = \frac{545}{1000} \rightarrow \bar{f} = 0,545\text{cm}.$$

▪ **Sens des poutres secondaire :**

La flèche admissible : la valeur maximale de la flèche de trouée au niveau de la travée de longueur  $l=340\text{cm}$

$$f = 0,200 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} \rightarrow \bar{f} = 0,68\text{cm}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec :} \\ f = 0.200 \text{ cm} \\ f = 0.100 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Tirées de l'étabs}$$

**Conclusion :**

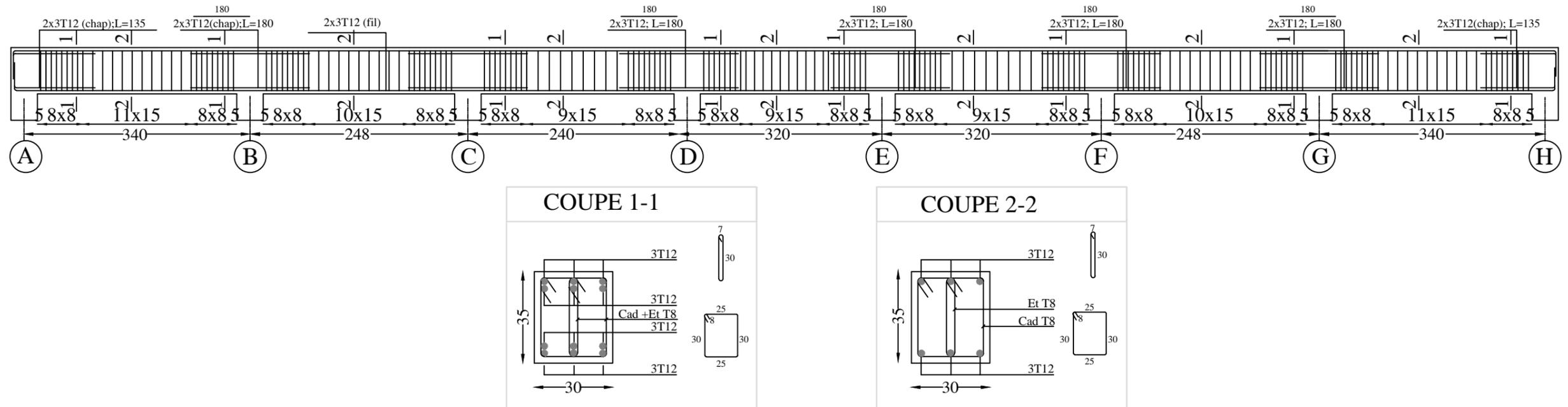
La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

\* Le ferrailage des poutres sera récapitulé dans le tableau suivant :

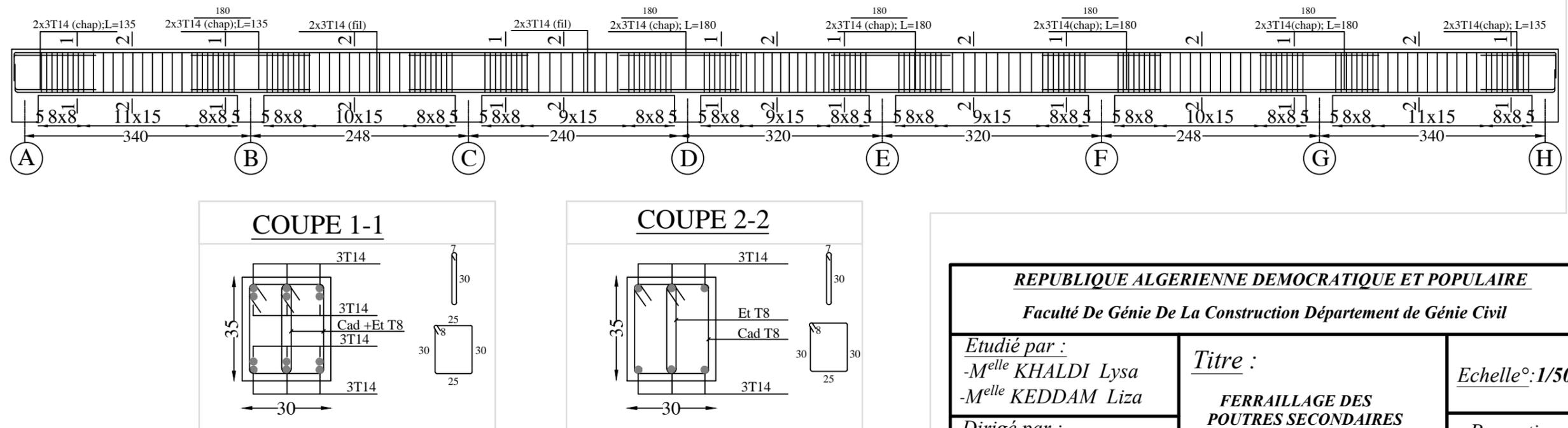
		Armatures longitudinales			Armatures transversales	
		travée	Appuis sup	Appuis inf	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales loin du voile	Zone 1	<b>3HA14</b>	<b>3HA14+ 3HA12</b>	<b>3HA14</b>	<b>Cad+etrT8</b>	<b>Cad+etrT8</b>
	Zone 2	<b>3HA14</b>	<b>3HA14+ 3HA12</b>	<b>3HA14</b>	<b>Cad+etrT8</b>	<b>Cad+etrT8</b>
	Zone 3	<b>3HA14</b>	<b>3HA14+ 3HA12</b>	<b>3HA14</b>	<b>Cad+etrT8</b>	<b>Cad+etrT8</b>
Poutres principales proches du voile	Zone 1	<b>3HA16</b>	<b>3HA16+ 3HA16</b>	<b>3HA16+ 3HA12</b>	<b>Cad+etrT8</b>	<b>Cad+etrT8</b>
Poutres secondaires loin du voile	Zone1	<b>3HA12</b>	<b>3HA12+ 3HA12</b>	<b>3HA12+ 3HA12</b>	<b>Cad+etrT8</b>	<b>Cad+etrT8</b>
	Zone2	<b>3HA12</b>	<b>3HA12+ 3HA12</b>	<b>3HA12+ 3HA12</b>	<b>Cad+etrT8</b>	<b>Cad+etrT8</b>
	Zone 3	<b>3HA12</b>	<b>3HA12+ 3HA12</b>	<b>3HA12+ 3HA12</b>	<b>Cad+etrT8</b>	<b>Cad+etrT8</b>
Poutres secondaires proches du voile	Zone 1	<b>3HA14</b>	<b>3HA14+ 3HA14</b>	<b>3HA14+ 3HA14</b>	<b>Cad+etrT8</b>	<b>Cad+etrT8</b>

**Tableau VI-15) :** Récapitulation des différents ferrailages des poutres.

# poutres secondaires loin du voile :



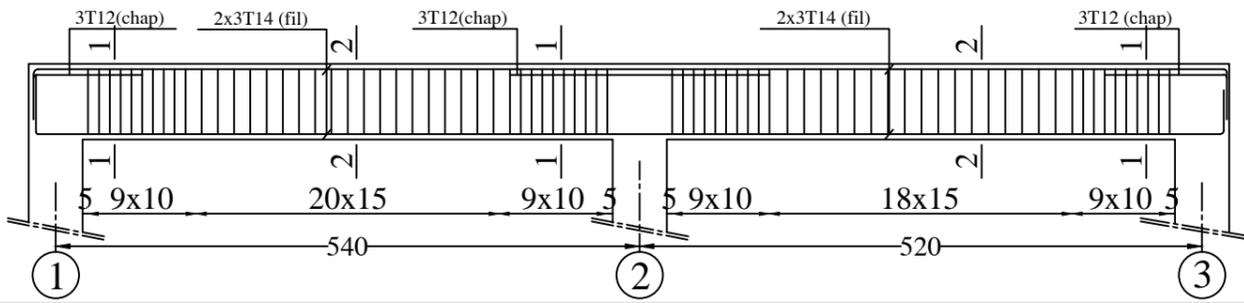
# poutres secondaires proches du voile :



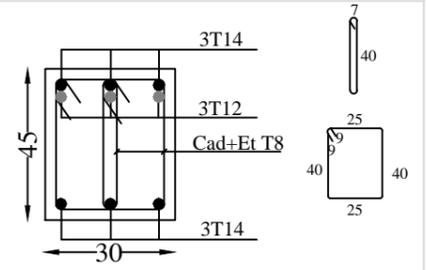
<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<b>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</b>		
<i>Etudié par :</i> -M <sup>elle</sup> KHALDI Lysa -M <sup>elle</sup> KEDDAM Liza	<i>Titre :</i> <b>FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES</b>	<i>Echelle°:</i> 1/50
<i>Dirigé par :</i> -M <sup>r</sup> LOUZALIA		<i>Promotion:</i> 2019

# Poutres principales loin du voile :

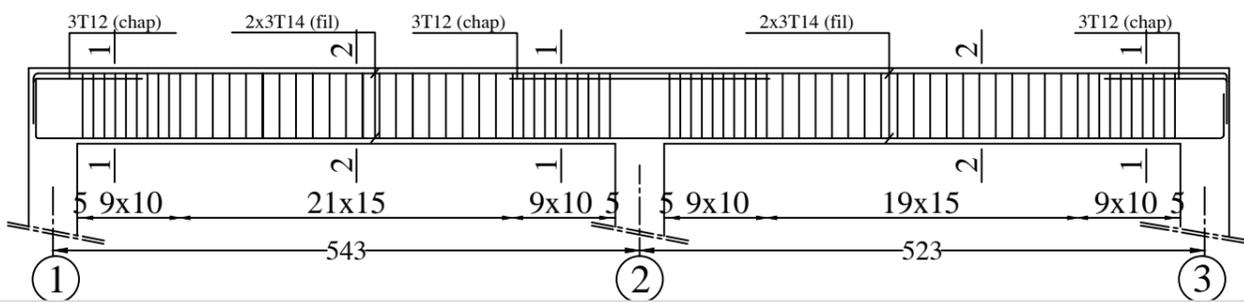
zone 1:



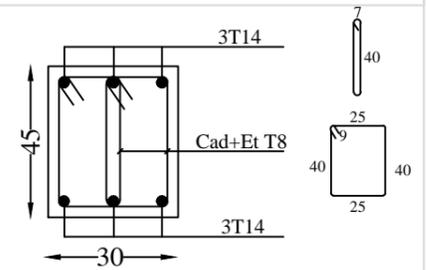
COUPE 1-1



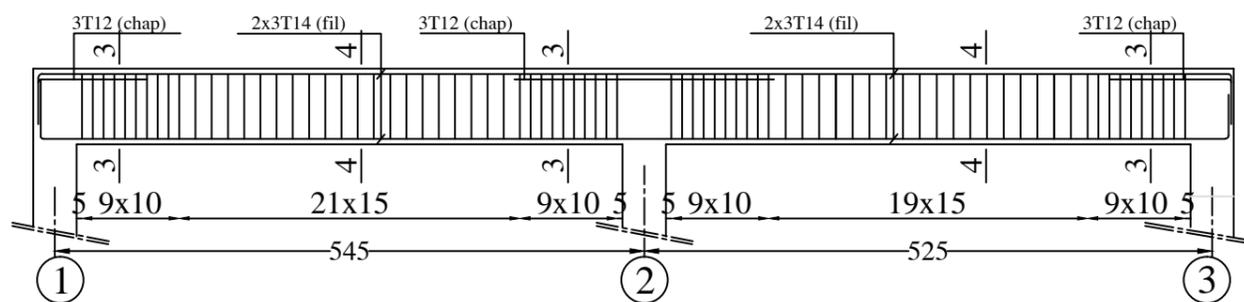
zone 2:



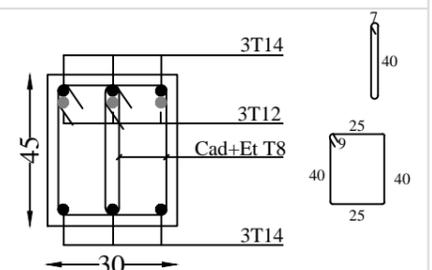
COUPE 2-2



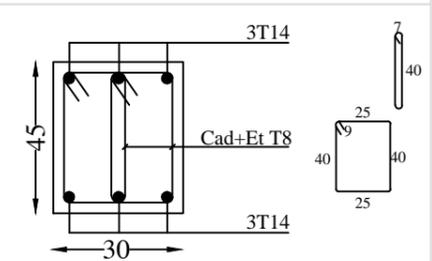
zone 3:



COUPE 3-3

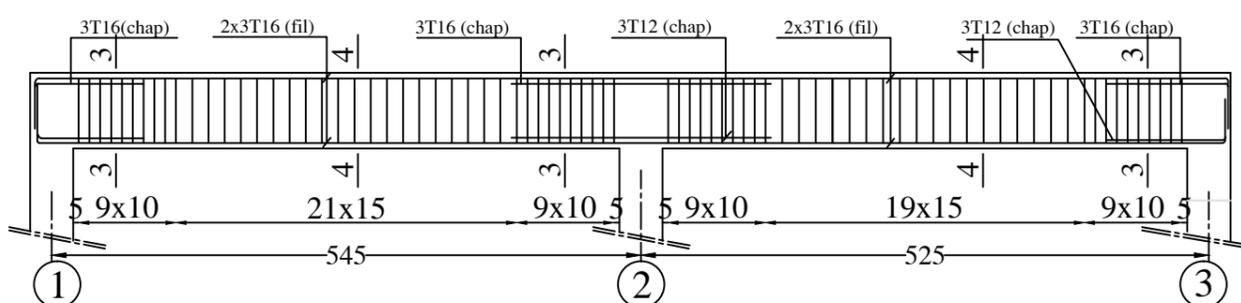


COUPE 4-4

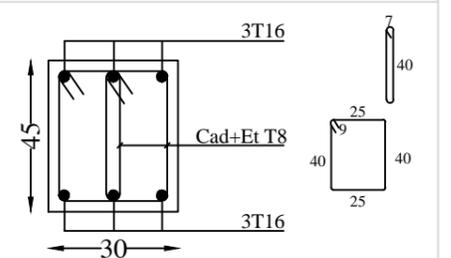


# Poutres principales proche du voile :

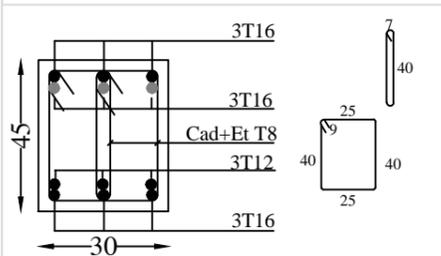
zone 3:



COUPE 4-4



COUPE 3-3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> KHALDI Lysa

-M<sup>elle</sup> KEDDAM Liza

Dirigé par :

-M<sup>r</sup> LOUZALIA

Titre :

FERRAILLAGE DES  
POUTRES PRINCIPALES

Echelle°: 1/50

Promotion:  
2019

# CHAPITRE VII:

## Ferraillages des poteaux

**VII) ferrailages des poteaux :****VII-1) Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée, à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à l'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Situation durable</b>	1,5	1,15	25	14,16	400	348
<b>Situation accidentelle</b>	1,15	1	25	18,48	400	348

**Tableau VII-1)** : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

➤ **Combinaisons des charges**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

**Selon BAEL 91**

**E.L.U** : Situation durable : 1,35 G +1,5 Q

**Selon le R.P.A 99**

Situation accidentelle (**Art 5.2**)  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$

**VII-2) Recommandation du RPA 99/Version 2003**

➤ **Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003).**

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (Zone IIa).
- Le pourcentage minimal est 0,8 % ( $b \times h$ ).
- Le pourcentage maximum est : 4 % (zone courante) et 6 % (zone de recouvrement) .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

**(RPA99/2003 : formule 7.1)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

**A<sub>t</sub>** : section d'armature transversale.

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant de calcul.

**h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute.

**f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale f<sub>e</sub> = 400 Mpa.

**ρ<sub>a</sub>** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

**λ<sub>g</sub>** : L'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \frac{l_f}{b}$$

Avec :

**a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement **l<sub>f</sub>** est donnée suivant (**l'article B.8.3, 3 du BAEL91/99**) :

$$l_f = 0,7 h_e.$$

**h<sub>e</sub>** : c'est la hauteur du poteau.

**S<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales ; La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi; 15cm)$$

**En zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi$$

Avec Ø est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

✓ La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b \times s_t}$  en % est donnée comme suit:

$$\begin{cases} 0,3\% \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \rightarrow \lambda_g < 3 \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

### VII-3-) Exposé de la méthode de calcul à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $\mathbf{N}$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $\mathbf{M}$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

#### a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\begin{aligned} e_u &> \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c)M_f &\leq (0,337h - 0,81) bh^2 f_{bu} \end{aligned}$$

Avec :

$M_f$  : Moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right)$$

#### b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$\begin{aligned} e_u &\leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c) - M_f &> (0,337h - 0,81c) bh f_{bu} \end{aligned}$$

#### Remarque :

Si :  $e = \frac{M_u}{N_u} = 0 \rightarrow$  (excentricité nulle compression pure), le calcul se fera à l'état limite

de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$$

$B$  : aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier.

**VII-4) Calcul du ferrailage des poteaux:**

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS ; et leurs ferrailage se fera par un calcul manuel ou automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC, tout en respectant les valeurs des coefficients  $\gamma_b$ ,  $\gamma_s$  et  $\theta$ .

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application ( $t$ ) de l'action considérée tel que :

**En situation courante et pour  $t > 24h$  (ELU et ELS) :**  $\gamma_b = 1,5$  ;  $\gamma_s = 1,15$  et  $\theta = 1$

**En situation accidentelle et pour  $t \leq 1h$  (Combinaisons sismiques) :**  $\gamma_b = 1,15$ ,  $\gamma_s = 1$  et  $\theta = 0,85$ .

- **Exemple de calcul manuel :**

- **Calcul des armatures a l'ELU :**

- a) **les armatures longitudinales :**

**Poteau (50\*50) cm<sup>2</sup> :**

- **$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$**

$$N_{\max} = -1814,15 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 2,968 \text{ KNm.}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,968 \times 10^2}{1814,15} = 0,16 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \frac{50}{2} - 2,5 = 22,5 \text{ cm.}$$

$$M_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c\right) = 1814,15 \times \left(0,16 + \frac{h}{2} - 2,5\right) = 41108,639 \text{ KN.cm.}$$

$$X = (0,337h - 0,81c) b h f_{bc} = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 2,5) 50 \times 50 \times 14,2 \times 10^{-1} = 52628,75 \text{ KN.cm.}$$

$$Y = N_u(d - c') - M_f = 1814,15 (47,5 - 2,5) - 41108,639 = 816077,236 \text{ KN.cm}$$

- ❖ **Calcul des armatures:**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{41108,639}{50 \times 47,5^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,256 .$$

$$\mu = 0,256 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{(Section simplement armée) SSA.}$$

On détermine  $\beta$  du tableau :  $\mu = 0,256 \rightarrow \beta = 0,849$ .

$$A_l = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{41108,639}{0,849 \times 47,5 \times 34,8} = 29,29 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0$$

La section réelle d'armature est  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 29,29 - \frac{1814,15}{34,8} \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$

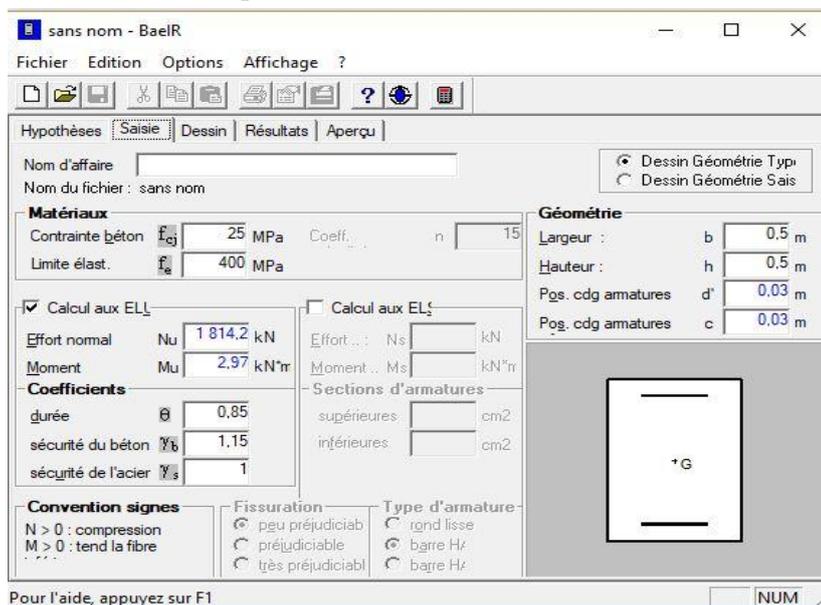
Donc :  $A_s = -22,22 \text{ cm}^2$ .

**Remarque :** La section d'armature est négative, donc le béton seul suffit.

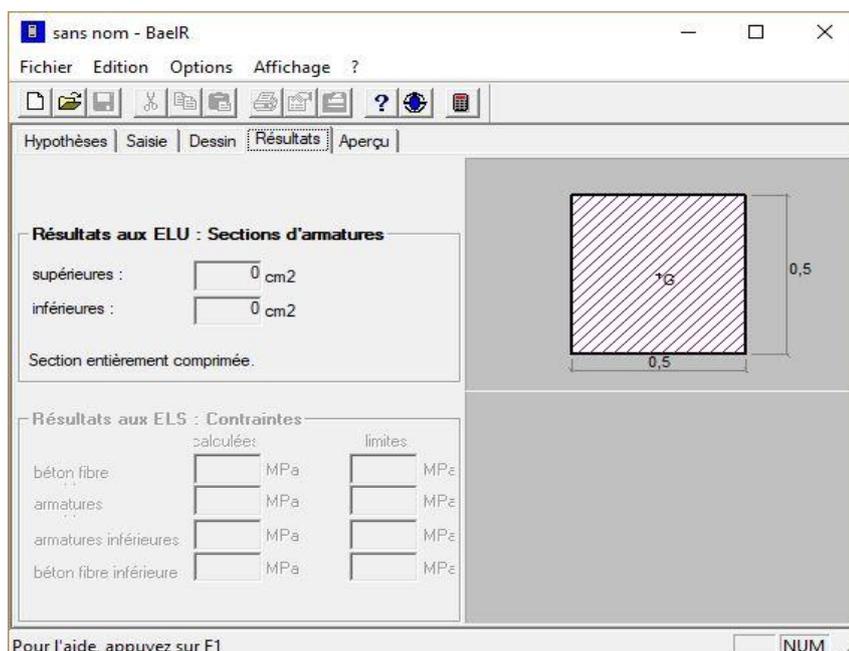
**Exemple de calcul avec SOCOTEC :**

**Poteaux 45× 45 : combinaison G + Q ± E**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



La section d'acier donnée par SOCOTEC :



➤ Les résultats du ferraillage sont donnés par les tableaux suivants :

section	comb	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	nature	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
(50x50)	ELU	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1814,15	2,968	0,16	SEC	0	0	20	12HA16	24,12
		N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-410,81	-1,717	0,41	SEC	0	0	20		
		M <sub>max</sub> -N <sub>corr</sub>	-1170,35	-42,749	3,65	SEC	0	0	20		
	G+Q+E	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1655,36	-48,527	2,93	SEC	0	0	20	12HA16	24,12
		N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	618,53	22,357	3,61	SEC	6,49	8,97	20		
		M <sub>max</sub> -N <sub>corr</sub>	-707,9	-134,289	18,97	SEC	0	0	20		
	0.8G+Q	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1510,05	-48,461	3,2	SEC	0	0	20	12HA16	24,12
		N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	760,28	72,827	9,57	SEC	4,46	13,55	20		
		M <sub>max</sub> -N <sub>corr</sub>	-96,61	-135,085	139,8	SPC	6,13	0	20		

Tableaux VII-2) : ferraillages des poteaux (50x50).

section	comb	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	nature	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
(45x45)	ELU	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1168,9	3,228	0,27	SEC	0	0	16,2	12HA14	18,48
		N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-194,09	-1,385	0,71	SEC	0	0	16,2		
		M <sub>max</sub> -N <sub>corr</sub>	-518,87	-40,089	7,72	SEC	0	0	16,2		
	G+Q+E	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-868,8	-40,689	4,68	SEC	0	0	16,2	12HA14	18,48
		N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	95,85	45,028	46,97	SPC	0	3,93	16,2		
		M <sub>max</sub> -N <sub>corr</sub>	-616,61	-91,699	11,87	SEC	0	0	16,2		
	0.8G+Q	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-654,94	-51,553	7,87	SEC	0	0	16,2	12HA14	18,48
		N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	182,89	43,853	23,97	SPC	0	5	16,2		
		M <sub>max</sub> -N <sub>corr</sub>	-342,64	-88,066	25,70	SPC	1,11	0	16,2		

Tableaux VII-3): ferraillages des poteaux (45x45).

section	comb	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	nature	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
(40x40)	ELU	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-576,13	3,769	0,65	SEC	0	0	12,8	12HA12	13,56
		N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-14,49	2,202	15,19	SEC	0	0	12,8		
		M <sub>max</sub> -N <sub>corr</sub>	-123,74	-48,851	39,47	SPC	2,09	0	12,8		
	G+Q+E	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-430,5	-27,721	6,43	SEC	0	0	12,8	12HA12	13,56
		N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	26,61	34,477	129,56	SPC	0	2,68	12,8		
		M <sub>max</sub> -N <sub>corr</sub>	-99,4	-62,843	63,22	SPC	0	3,06	12,8		
	0.8G+Q	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-301,21	-27,735	9,2	SEC	0	0	12,8	12HA12	13,56
		N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	58,11	35,67	61,38	SPC	0	3,17	12,8		
		M <sub>max</sub> -N <sub>corr</sub>	-232,33	-53,967	23,22	SPC	0,77	0	12,8		

Tableaux VII-4) : ferraillages des poteaux (40x40).

**NB :** les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
(50 × 50)	20	24,12	12HA16
(45 × 45)	16,2	18,48	12HA14
(40 × 40)	12,8	13,56	12HA12

**Tableau VII-5) :** Choix des armatures longitudinales.

**b) calcul des armatures transversales :**

D'après le (BAEL 91), le diamètre des armatures transversales est au moins égale a la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm} .$$

Leur calcul se fait à l'aide de la formule du (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Soit :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où :

- \* V<sub>u</sub> : Effort tranchant de calcul (Donné par le logiciel ETABS).
- \* f<sub>e</sub> = 400 MPa.
- \* ρ<sub>a</sub> : Coefficient correcteur en fonction de l'élançement géométrique.
- \* S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales tel que :

**-En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10 \times 1,2; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm}.$$

**-En zone courante :**

$$S_t \leq \min(15 \phi_l)$$

- ✓ Poteaux 50x50 : S<sub>t</sub> ≤ min (15x 1.2) on prend S<sub>t</sub> = 8 cm.
- ✓ Poteaux 45x45 : S<sub>t</sub> ≤ min (15 x 1.2) on prend S<sub>t</sub> = 8 cm.
- ✓ Poteaux 40x40 : S<sub>t</sub> ≤ min (15 x 1.2) on prend S<sub>t</sub> = 8 cm.

➤ Détermination de «  $\lambda_g$  » et de «  $\rho_a$  »

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Telle que :

$L_f$  : longueur libre du poteau.  $\longrightarrow L_f = 0,7 l_0$  et  $l_0$  : c'est la hauteur du poteau.

Exemple de calcul : RDC1  $L_f = 0,7 \times 3,3 = 2,31$  m.

Sections (cm <sup>2</sup> )	Niveau	$L_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_a$
50x50	RDC1 : he=3,3m	2,31	4,62	3,75
	RDC2:he=4,08m	2,85	5,7	2,5
	Etage1 : he =3,06	2,14	4,28	3,75
45 x45	Du 2 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage : he =3,06m	2,14	4,75	3,75
40 x40	5 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage : he = 3,06m	2,14	5,35	2,5

**Tableau VII-6) :** Valeurs de «  $\lambda_g$  » et «  $\rho_a$  » pour les différentes sections des poteaux.

➤ Détermination de la section minimale des armatures transversale:

Zone courante = zone nodale avec:  $St = 8$  cm.

Sections (cm <sup>2</sup> )	Niveau	$\lambda_g$	$A_{t \min} / St.b1$ (%)	$A_{t \min}$ (cm <sup>2</sup> )
50x50	RDC1 : he=3,3m	4,62	0,7	2,8
	RDC2:he=4,08m	5,7	0,3	1,2
	Etage1 : he =3,06	4,28	0,62	2,48
45 x45	Du 2 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage : he =3,06m	4,75	0,73	2,62
40 x40	5 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage : he = 3,06m	5,35	0,3	0,96

**Tableau VII-7) :** sections minimales des armatures transversales.

**Remarque:**

Les valeurs du pourcentage «  $A_{t\ min} / St.b1$  » pour les poteaux 50x50 (s-sol et e-sol) et les poteaux 45x45 sont obtenues par interpolation.

➤ **Détermination des armatures transversales :**

Zone courante = zone nodale avec:  $St = 8\ cm$ .

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\rho_a$	$V_u$ (kn)	Espacement «t» (cm)	$h_l$	$f_c$ (kn/cm <sup>2</sup> )	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ min (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ adopté
50x50	3,75	34,81	8	50	40	0,65	2,8	4HA10 = 3,14cm <sup>2</sup>
	2,5	43,42	8	50	40	0,54	1,2	4HA8 = 2,01 cm <sup>2</sup>
	3,75	72,04	8	50	40	1,35	2,48	2HA10 +2HA8=2,57cm <sup>2</sup>
45 x45	3,75	55,03	8	45	40	1,14	2,62	4HA10 =3,14cm <sup>2</sup>
40 x40	2,5	37,78	8	45	40	0,59	0,96	2HA8 = 1cm <sup>2</sup>

**Tableau VII-8) :** détermination des armatures transversales des poteaux.

**VII-5) Vérification à L'ELU :**➤ **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\phi \times f_c}{4 \times \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,006 = 2,1\text{MPa.}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$\psi = 1,5$  Pour l'acier haut adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{ MPa.}$$

$$\text{Pour HA 16 : } l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43\text{ cm.}$$

$$\text{Pour HA 14 : } l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38\text{ cm.}$$

$$\text{Pour HA 12 : } l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32\text{ cm.}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 40 \times \phi$$

Pour :

**HA16 :**  $L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$

**HA14 :**  $L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$

**HA12 :**  $L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}$

➤ **Vérification au cisaillement :(RPA99/Art7.4.3.2) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

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

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075. \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04. \end{cases}$$

❖ **Poteaux 50 x50 :**

- **RDC1:**  $\lambda_g = 4,62 \rightarrow \rho_b = 0,04$

$$\tau_b = \frac{34,81 \times 10^3}{500 \times 475} = 0,146 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = 0,146 \text{ MPa} < \tau_{bu} = 0,04 \times 25 = 1 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **RDC2 :**  $\lambda_g = 5,7 \rightarrow \rho_b = 0,075.$

$$\tau_b = \frac{43,42 \times 10^3}{500 \times 475} = 0,182 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = 0,182 \text{ MPa} < \tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etage 1 (service) :**  $\lambda_g = 4,28 \rightarrow \rho_b = 0,04.$

$$\tau_b = \frac{72,04 \times 10^3}{500 \times 475} = 0,303 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = 0,303 \text{ MPa} < \tau_{bu} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Etages courant :

❖ Poteaux 45x45:  $\lambda_g = 4,75 \rightarrow \rho_b = 0,04$ .

$$\tau_b = \frac{55,03 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,287 \text{MPa.}$$

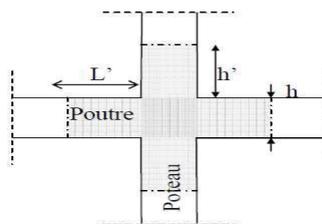
$\tau_b = 0,287 \text{MPa} < \tau_{bu} = 0,04 \times 25 = 1 \text{MPa} \longrightarrow$  Condition vérifiée.

❖ Poteaux 40x40 :  $\lambda_g = 3,35 \rightarrow \rho_b = 0,04$ .

$$\tau_b = \frac{37,78 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,251 \text{MPa.}$$

$\tau_b = 0,251 \text{MPa} < \tau_{bu} = 0,04 \times 25 = 1 \text{MPa} \longrightarrow$  Condition vérifiée.

➤ Délimitation de la zone nodale :



« Délimitation de la zone nodale »

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm} \right)$$

❖ Poteau 50X50 :

- RDC1 : h=3,3m.

$$h' = \max \left( \frac{330 - 45}{6}, 50, 50, 60 \text{ cm} \right)$$

On aura :  $h' = 60 \text{ cm}$ .

- RDC2 : h= 4,08 m.

$$h' = \max \left( \frac{408 - 45}{6}, 50, 50, 60 \text{ cm} \right)$$

On aura :  $h' = 60,5 \text{ cm}$ .

- Etage 1 (service) : h=3,06m

$$h' = \max\left(\frac{306-45}{6}, 50, 50, 60\text{cm}\right)$$

On aura :  $h' = 60\text{cm}$ .

❖ Poteau 45X45 :

- Etages courants 1,2,3 : h=3,06 m.

$$h' = \max\left(\frac{306-45}{6}, 45, 45, 60\text{cm}\right)$$

On aura :  $h' = 60\text{cm}$ .

❖ Poteau 40X40 :

- Etages courants 4,5,6 : h=3,06 m.

$$h' = \max\left(\frac{306-45}{6}, 40, 40, 60\text{cm}\right)$$

On aura :  $h' = 60\text{cm}$ .

### VII-6) Vérification à L'ELS :

- Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[ \begin{array}{l} e_s - 0,455d \\ e_s - 0,185d \end{array} \right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

section	Sollicitations	N <sub>s</sub> (KN)	Ms (KN.m)	e (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub>	Observation
(50x50)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	- 1324,64	2,132	0,16	7,2	24,12	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-368,68	5,534	1,50	7,9	24,12	vérifiée
	M <sub>max</sub> - N <sub>corr</sub>	-853	-31,148	3,65	10,07	24,12	vérifiée
(45x45)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-853,18	2,35	0,27	5,86	18,48	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-191,33	8,249	4,31	9,77	18,48	vérifiée
	M <sub>max</sub> - N <sub>corr</sub>	-499,06	-19,19	3,84	8,92	18,48	vérifiée
(40x40)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-420,49	2,744	0,65	4,78	13,56	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-16,83	-12,171	72,31	1,54	13,56	vérifiée
	M <sub>max</sub> - N <sub>corr</sub>	-90,47	-35,577	39,32	1,25	13,56	Vérifiée

Tableau VII-9) : vérification du ferrailage a l'ELS.

D'après les résultats trouvés, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS.**

**a- Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible. (Article A.4.5,32 du BAEL 91).

**b- Etat limite de compression du béton :**

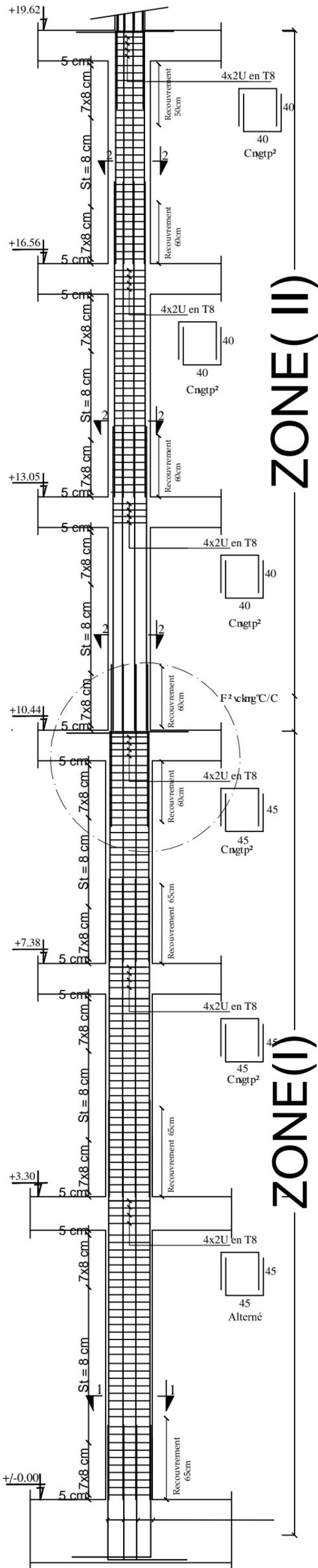
$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,26 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Afin de faciliter les calculs on utilisera le logiciel de ferrailage SOCOTEC et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

section	Sollicitations	N <sub>s</sub> (KN)	Ms (KN.m)	A <sub>s</sub> = A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bsup</sub>	σ <sub>binf</sub>	σ <sub>bc</sub>	Observation
(50x50)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1324,64	2,132	7,2	4,96	4,79	15	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-368,68	5,534	7,9	1,56	1,13	15	vérifiée
	M <sub>max</sub> -N <sub>corr</sub>	-853	-31,148	10,07	1,9	4,19	15	vérifiée
(45x45)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-853,18	2,35	5,86	4	3,75	15	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-191,33	8,249	9,77	1,22	0,43	15	vérifiée
	M <sub>max</sub> -N <sub>corr</sub>	-499,06	-19,19	8,92	1,23	3,13	15	vérifiée
(40x40)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-420,49	2,744	4,78	2,62	2,2	15	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-16,83	-12,171	1,54	0	2,64	15	vérifiée
	M <sub>max</sub> -N <sub>corr</sub>	-90,47	-35,577	1,25	0	8,25	15	Vérifiée

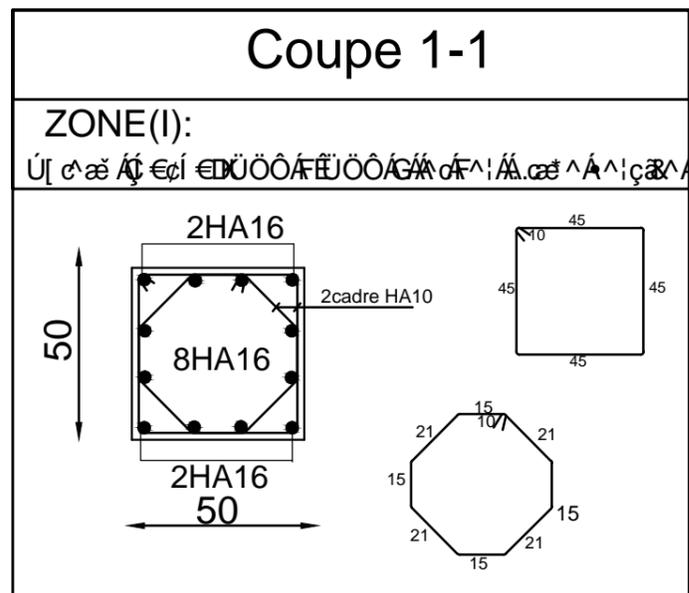
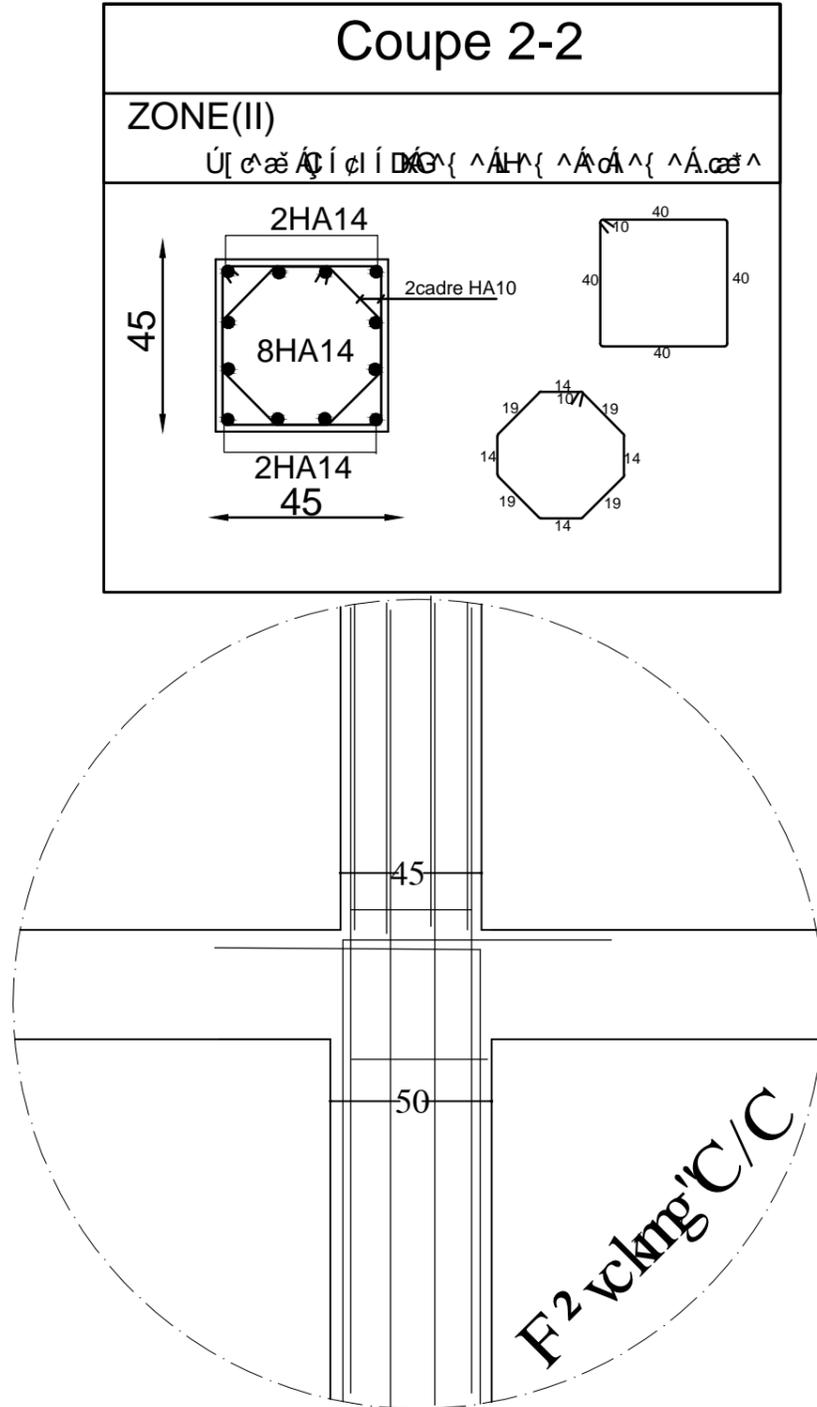
**Tableau VII-10) : vérification des contraintes.**

**FERRAILLAGE DES POTEAUX**  
 Pour les : Zone (I) ,Zone (II)



**ZONE (II)**

**ZONE (I)**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

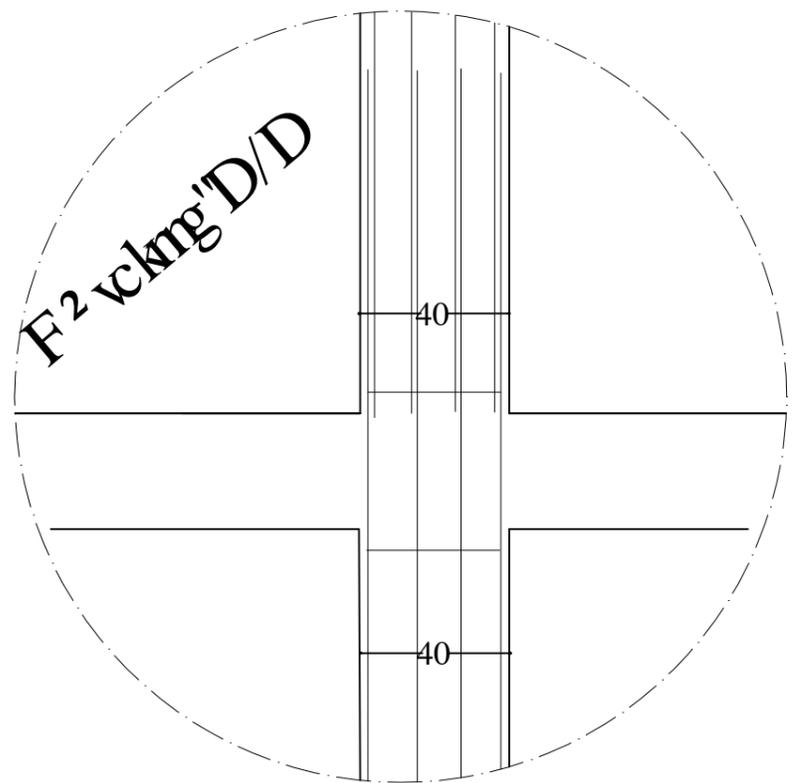
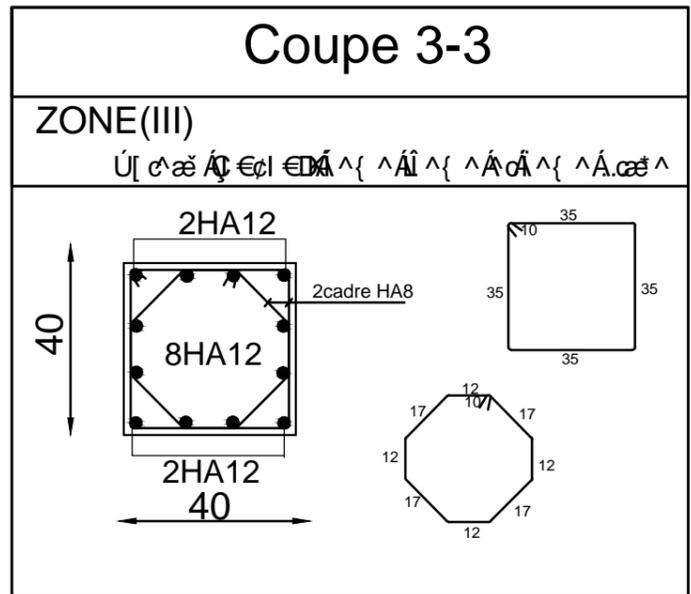
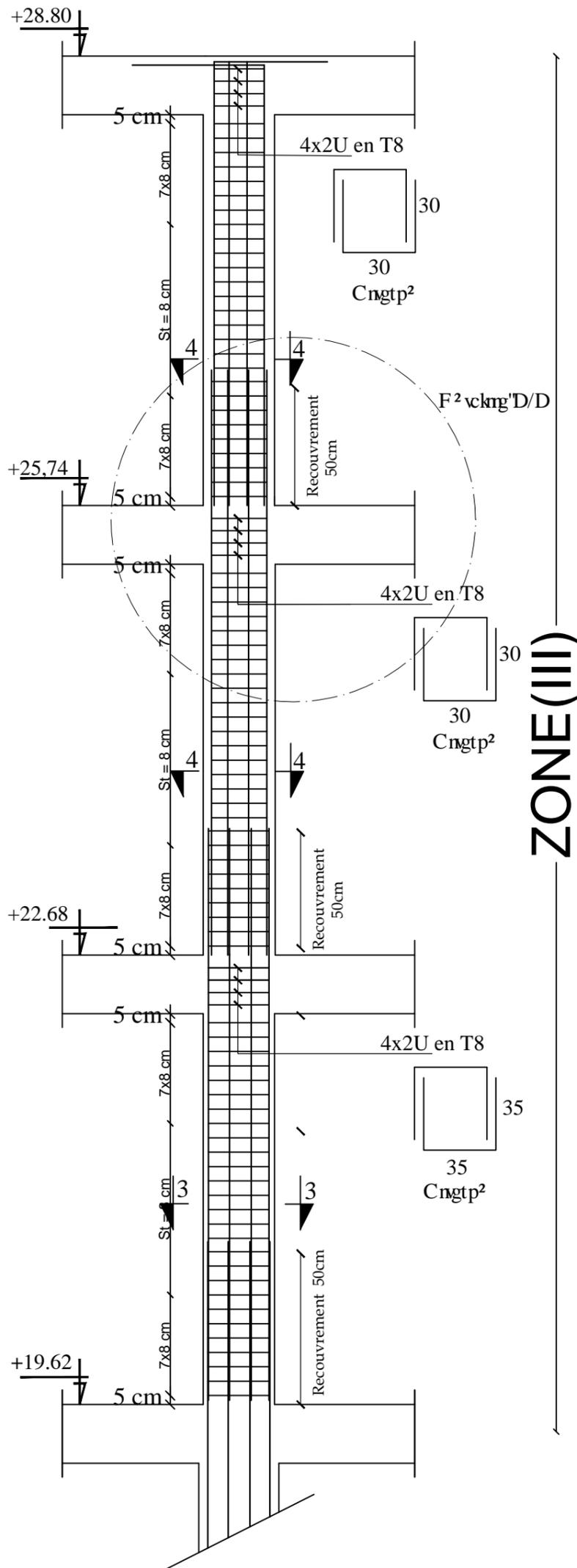
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :  
 -M<sup>elle</sup> KHALDI Lysa  
 -M<sup>elle</sup> KEDDAM Liza

Titre :  
 FERRAILLAGE DES POTEAUX

Echelle: 1/50

**FERRAILLAGE DES POTEAUX**  
**Pour les : Zone (III)**



# CHAPITRE VIII:

## Ferraillages des voiles

**VIII) Ferrailages des voiles :****VIII-1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de transversales.

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 3 zones :

- **Zone I** : RDC1, RDC1, Etage 1 (service).
- **Zone II** : 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage.
- **Zone III** : 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage.

**VIII-2) Exposé de la méthode de calcul :**

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \quad (\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003})$$

Avec :

- **h<sub>e</sub>**:La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- **L<sub>c</sub>**:La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

- **L** : longueur du voile.
- **L<sub>t</sub>**:La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

**VIII-3) Détermination des diagrammes de contraintes :**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**)
- Section entièrement tendue (**S.E.T**)
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

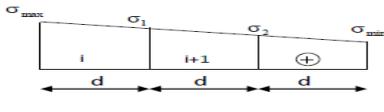
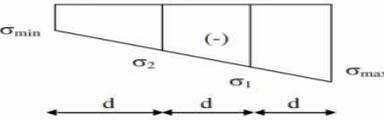
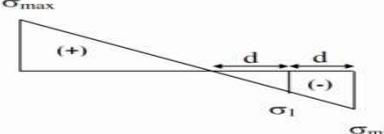
Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VIII-1) : Tableau des diagrammes des contraintes.

VIII-4) Détermination des armatures :

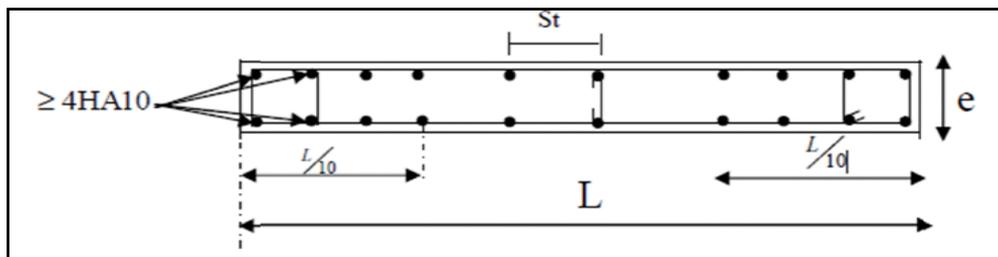
a) Armatures verticales :

	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau VIII-2) : Tableau des armatures verticales.

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance  $\left[\frac{L}{10}\right]$  de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.



**Figure VIII-1):** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

#### b) Armatures minimales:

##### ➤ Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99) :

- $A_{\min} > 4\text{cm}^2 / \text{ml}$ , par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures
- $0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$

Avec :

B : section du béton comprimée.

##### ➤ Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié99):

- $A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$

Avec :

B : section du béton tendue tel que :  $B = d \times e$ .

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

- $A_{\min} \geq 0,2\%B$

**c) Armatures horizontales:**

- **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

$A_v$ : Section des armatures verticales.

- **D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10\emptyset$ . (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

**d) Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales**

(**Art 7.7.4.3 RPA99/2003**) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
  - $A_v$  et  $A_H > 0,15\% B$  .....Globalement dans la section du voile.
  - $A_v$  et  $A_H > 0,10\% B$  .....en zone courante.

Avec :

B: section du béton.

**• Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5a & , \text{ Avec : } a=20 \text{ cm : épaisseur du voile.} \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{30\text{cm}; 30\text{cm}\} \implies S_t \leq 30\text{cm}.$$

**• Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au  $\frac{1}{10}$ -ème de l'épaisseur du voile.

$$\varnothing \leq 0,1a = 0,1 \times 200 = 20mm .$$

- e) **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par  $m^2$ ), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

- f) **Armatures de coutures :**

Dans notre cas on considère qu'il n'ya pas de reprise de bétonnage.

### VIII-5) Les vérifications à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$N_s$  : L'effort normal appliqué.

$B$  : section du béton.

$A$  : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

- **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

Avec :

$V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

**b** : Epaisseur du voile.

**d** : Hauteur utile ( $d= 0,9 h$ ).

**h** : Hauteur totale de la section brute.

Les efforts internes et les contraintes obtenues dans les voiles sont présentés dans les Tableaux qui suivent :

VL1	N (kN)	B (m <sup>2</sup> )	M (kN.m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{Max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Zone 1	2571,73	0,98	7704,892	2,45	1,96	12255,32	-7006,90
	1907,65	0,98	5465,829	2,45	1,96	8778,86	-4885,70
	1359,65	0,98	3037,415	2,45	1,96	5184,16	-2409,37
Zone 2	1099,02	0,98	2053,134	2,45	1,96	3687,86	-1444,96
	876,89	0,98	1169,900	2,45	1,96	2357,16	-567,58
	644,82	0,98	1100,341	2,45	1,96	2033,40	-717,44
Zone 3	519,77	0,98	1238,438	2,45	1,96	2078,42	-1017,66
	374,91	0,98	1085,550	2,45	1,96	1739,49	-974,37
	202,54	0,98	629,965	2,45	1,96	994,12	-580,78

**Tableau VIII-3) :** Tableau efforts internes dans le voile longitudinal VL1.

VL2	N (kN)	B (m <sup>2</sup> )	M (kN.m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{Max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Zone1	2578,65	0,98	7873,977	2,45	1,96	12473,74	-7211,19
	1914,16	0,98	5536,388	2,45	1,96	8873,70	-4967,26
	1373,26	0,98	2923,482	2,45	1,96	5055,63	-2253,06
Zone2	1108,13	0,98	1943,665	2,45	1,96	3560,62	-1298,83
	828,74	0,98	1110,874	2,45	1,96	2234,24	-542,94
	647,76	0,98	1123,049	2,45	1,96	2064,79	-742,83
Zone3	519,53	0,98	1250,120	2,45	1,96	2092,78	-1032,51
	371,57	0,98	1091,168	2,45	1,96	1743,11	-984,80
	198,77	0,98	631,554	2,45	1,96	992,27	-586,61

**Tableau VIII-4) :** Tableau efforts internes dans le voile longitudinal VL2.

VT1	N (kN.m)	B (m <sup>2</sup> )	M (kN.m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{Max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Zone 1	737,39	0,32	865,828	0,8	0,068	12490,55	-7881,86
	743,46	0,32	641,359	0,8	0,068	9868,71	-5222,08
	735,58	0,32	200,109	0,8	0,068	4652,61	-55,53
Zone 2	275,18	0,32	251,891	0,8	0,068	3823,36	-2103,25
	112,33	0,32	238,548	0,8	0,068	3157,47	-2455,41
	102,62	0,32	184,207	0,8	0,068	2487,82	-1846,45
Zone 3	87,41	0,32	200,780	0,8	0,068	2635,27	-2088,96
	34,71	0,32	150,974	0,8	0,068	1884,63	-1667,69
	108,33	0,32	96,203	0,8	0,068	1470,33	-793,26

**Tableau VIII-5) :** Tableau efforts internes dans le voile transversal VT1.

VT2	N (kN)	B (m <sup>2</sup> )	M (kN.m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{Max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Zone 1	256,51	0,24	441,733	0,6	0,029	10208,09	-8070,51
	587,39	0,24	317,829	0,6	0,029	9023,23	-4128,32
	134,87	0,24	157,551	0,6	0,029	3821,63	-2697,71
Zone 2	525,03	0,24	218,03	0,6	0,029	6698,59	-2323,34
	460,24	0,24	199,736	0,6	0,029	6050,13	-2214,80
	364,16	0,24	170,325	0,6	0,029	5041,29	-2006,63
Zone 3	292,95	0,24	173,828	0,6	0,029	4817,06	-2375,81
	254,77	0,24	140,462	0,6	0,029	3967,65	-1844,56
	108 ,69	0,24	101,695	0,6	0,029	2556,90	-1651,15

**Tableau VIII-6) :** Tableau efforts internes dans le voile transversal VT2.

VT3	N (kN)	B (m <sup>2</sup> )	M (kN.m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{\text{Max}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{min}}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Zone 1	1468,06	0,32	948,932	0,8	0,068	15751,59	-6576,21
	687,55	0,32	802,804	0,8	0,068	11593,34	-7296,15
	272,51	0,32	247,808	0,8	0,068	3766,98	-2063,79
Zone 2	172,98	0,32	278,895	0,8	0,068	3821,68	-2740,55
	63,30	0,32	267,647	0,8	0,068	3346,60	-2950,97
	10,60	0,32	238,905	0,8	0,068	2843,77	-2777,52
Zone 3	67,75	0,32	256,150	0,8	0,068	3225,24	-2801,81
	118,86	0,32	185,107	0,8	0,068	2449,16	-1806,29
	174,26	0,32	188,684	0,8	0,068	2764,37	-1675,24

**Tableau VIII-7) :** Tableau efforts internes dans le voile transversal VT3.

VT4	N (kN)	B (m <sup>2</sup> )	M (kN.m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{\text{Max}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{min}}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Zone 1	498,39	0,32	949,335	0,8	0,068	12726,11	-9611,17
	181,97	0,32	810,492	0,8	0,068	10103,85	-8966,54
	544,97	0,32	248,505	0,8	0,068	4626,61	-1220,55
Zone 2	458,08	0,32	262,025	0,8	0,068	4514,14	-1651,14
	457,90	0,32	248,695	0,8	0,068	4356,76	-1494,88
	483,15	0,32	236,449	0,8	0,068	4291,59	-1271,90
Zone 3	427,22	0,32	249,853	0,8	0,068	4274,50	-1604,38
	339,72	0,32	174,988	0,8	0,068	3120,30	-997,05
	26,16	0,32	226,439	0,8	0,068	2745,73	-2582,23

**Tableau VIII-8) :** Tableau efforts internes dans le voile transversal VT4.

**VIII-6) Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal  $L = 4.9$  m sur la zone 1. (VL1)

**a) Caractéristiques géométriques :**

L(m)	e(m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )
4,9	0,20	0,98	1,96

**Tableau VIII-9) :** Caractéristiques géométriques.

**b) Sollicitations de calcul :**

On calcul les efforts ( $N_i$  et  $N_{i+1}$ ) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{\max} = 12255,32 \text{ KN} / \text{m}^2$
- $\sigma_{\min} = -7006,90 \text{ KN} / \text{m}^2$

**c) Largeur de la zone comprimée «  $L_c$  » et de la zone tendue «  $L_t$  » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{12255,32}{12255,32 + 7006,90} \times 4,9 = 3,11 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4,9 - 3,11 = 1,79 \text{ m.}$$

**d) Calcul « d » :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d_1 \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{3,3}{2}; \frac{2}{3} \times 3,11\right) = \min(1,65; 2,07) = 1,65 \text{ m.}$$

$$d_2 = L_t - d_1 = 0,14 \text{ m (on le néglige et on généralise lors du ferrailage)}$$

**e) Détermination de N :**

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min(L_t-d)}}{L_t} = \frac{-7006,90 \times (1,79 - 1,65)}{1,79} = -548,02 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-7006,90 - 548,02}{2} \times 1,65 \times 0,20 = -1246,56 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des armatures verticales :**

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1246,56}{400 \times 10^{-1}} = 31,16 \text{ cm}^2.$$

• **Armatures minimales :**

$$\begin{aligned} A_{\min} &\geq \max \left( \frac{d \times e \times f_{t28}}{fe}; 0,2\% B \right) \\ &= \max \left( \frac{165 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 165 \times 20 \right) \\ A_{\min} &= \max(17,32; 6,6) = 17,32 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Calcul des sections totales :

$$\begin{aligned} \Rightarrow A_v &= 31,16 \text{ cm}^2 / \text{ bande de } 1\text{m}65. \\ A_v &= 92,53 \text{ cm}^2 / \text{ voile de } 4,9 \text{ m}. \end{aligned}$$

❖ **Calcul pour la zone comprimée :**

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{\min}}{L_c} &= \frac{\sigma_1}{L_c - d} \\ \sigma_1 &= \frac{\sigma_{\min(L_c-d)}}{L_c} = \frac{-7006,90 \times (3,11 - 1,65)}{3,11} = -3289,41 \text{ KN} / \text{ m}^2. \end{aligned}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-7006,90 - 3289,41}{2} \times 1,65 \times 0,20 = -4046,20 \text{ KN}.$$

• **Calcul des armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{4046,20 - 1,65 \times 0,2 \times 14,2 \times 10^3}{400 \times 10^3} = -0,159 \text{ cm}^2.$$

**Remarque :**

La section d'armature trouvée dans la partie tendue est plus importante comparée à celle trouvée dans la partie comprimée, donc nos choix d'armatures dépendront de la partie tendue.

➤ **Ferrailage adopté pour les armatures verticales :**

	Section total (cm <sup>2</sup> )	En nappe (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
Voiles 4,9 m	92,53	46,26	26HA16	52,26	15

**Tableau VIII-10) :** Ferrailage adopté pour tout le voile.

➤ **Armatures horizontales :**

- D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{92,53}{4} = 23,13cm^2$
- D'après le RPA:  $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 165 \times 20 = 4,95cm^2$ .

On prend :  $A_H = 23,13cm^2$

⇒  $A_h = 11,56 cm^2 / \text{nappe}$ .

Soit : **12HA12** ⇒  $A_{h \text{ adoptée}} = 13,56 cm^2$ . . Avec un espacement de **25 cm**.

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

**VIII-7) vérifications :**

• **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30cm\} = 30cm$$

$S_t = 20cm$  ..... **Condition vérifiée.**

$S_h = 25cm$ ..... **Condition vérifiée.**

• **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1694,93 \times 10^3}{0,98 \times 10^6 + 15 \times 92,53 \times 10^2} = 1,51MPa.$$

$\sigma_{bc} = 1,571MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ . ..... **Condition vérifiée.**

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{1,4 \times 804,94 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4900} = 1,27 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{804,94 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4900} = 0,912 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 0,912 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

le ferrailage des différents voiles seront résumés dans les tableaux ci-dessous :

➤ Ferrailage des Voiles VL1et VL2

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
	Nom du voile		VL1		
Caractéristiques géométriques	L (m)		4,9	4,9	4,9
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m)		0,98	0,98	0,98
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		12255,32	3687,86	2078,42
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-7006,90	-1444,96	-1017,66
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		804,94	570,78	311,12
	L <sub>t</sub> (m)		1,79	1,38	1,61
	L <sub>c</sub> (m)		3,11	3,52	3,29
	d <sub>1</sub> (m)		1,65	1,38	1,53
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-548,02	0	-50,56
	N (kN)		N <sub>1</sub>	-1246,56	-199,39
Ferrailage des voiles	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (bande)	31,16	4,9	4,08
		A <sub>min</sub> (bande)	17,32	14,49	16,02
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v totale</sub> ( voile)	92,53	51,45	51,30
		A <sub>v totale</sub> (nappe )	46,26	25,72	25,65
	Choix des barres		29HA16	29HA12	29HA12
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )		58,29	32,77	32,77
	S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20
	A <sub>H totale</sub> /voile (cm <sup>2</sup> )		23,13	14,70	14,70
	A <sub>H totale</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		11,56	7,35	7,35
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		12HA12	12HA10	12HA10
	A <sub>H</sub> (choisie ) (cm <sup>2</sup> )		13,56	9,36	9,36
	S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25
	Armature transversal		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,912	0,64	0,35
		$\tau_b$ (MPa)	1,27	0,90	0,49
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1694,93	1181,14	311,10
		$\sigma_b$ (MPa)	1,51	1,11	0,57

Tableau VIII-11) : ferrailage des voiles longitudinales VL1.

	Zones		Zone I	Zone II	zone III	
	Nom du voile		VL2			
Caractéristiques géométriques	L (m)		4,9	4,9	4,9	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	
	B (m)		0,98	0,98	0,98	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		12473,74	3560,62	2092,78	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-7211,19	-1298,83	-1032,51	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)		805,61	579,80	311,87	
	L <sub>t</sub> (m)		1,8	1,31	1,62	
	L <sub>c</sub> (m)		3,10	3,59	3,28	
	d <sub>1</sub> (m)		1,65	1,31	1,53	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-600,93	0	-57,36	
	N (kN)		N <sub>1</sub>	-1288,99	-170,14	-166,75
	Ferrailage des voiles	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (bande)	32,22	4,25	4,16
A <sub>min</sub> (bande)			17,32	13,75	16,06	
A (cm <sup>2</sup> )		A <sub>v totale</sub> ( voile)	95,68	51,43	51,43	
		A <sub>v totale</sub> (nappe )	47,84	25,71	25,71	
Choix des barres		29HA16	29HA12	29HA12		
A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )		58,29	32,77	32,77		
S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20		
A <sub>H totale</sub> /voile (cm <sup>2</sup> )		23,92	14,7	14,7		
A <sub>H totale</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		11,96	7,35	7,35		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		12HA12	12HA10	12HA10		
A <sub>H</sub> (choisie ) (cm <sup>2</sup> )		13,56	9,36	9,36		
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25		
Armature transversal		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>				
Vérification des contraintes	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,913	0,65	0,35	
		$\tau_b$ (MPa)	1,27	0,92	0,49	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1688,45	1171,13	608,96	
		$\sigma_b$ (MPa)	1,5	1,11	0,57	

Tableau VIII-12) : ferrailage des voiles longitudinales VL2.

## ➤ Ferrailage des Voiles VT1, VT2, VT3 et VT4

	Zones		Zone I	Zone II	zone III	
	Nom du voile		VT1			
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,6	1,6	1,6	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	
	B (m)		0,32	0,32	0,32	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		12490,55	3823,36	2635,27	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-7881,86	-2103,25	-2088,96	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)		261,91	223,17	118,82	
	L <sub>t</sub> (m)		0,62	0,57	0,71	
	L <sub>c</sub> (m)		0,98	1,03	0,89	
	d <sub>1</sub> (m)		0,62	0,57	0,59	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		0	0	-353,06	
	N (kN)		N <sub>1</sub>	-488,67	-120,05	-144,07
	Ferrailage des voiles	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (bande)	12,21	3	3,6
A <sub>min</sub> (bande)			6,82	5,98	6,19	
A (cm <sup>2</sup> )		A <sub>v totale</sub> ( voile)	31,52	16,78	16,78	
		A <sub>v totale</sub> (nappe )	15,76	8,39	8,39	
Choix des barres		12HA14	12HA12	12HA12		
A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )		18,48	13,56	13,56		
S <sub>t</sub> (cm)		15	15	15		
A <sub>H totale</sub> /voile (cm <sup>2</sup> )		7,88	7,88	7,88		
A <sub>H totale</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,94	3,94	3,94		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		12HA10	12HA10	12HA10		
A <sub>H</sub> (choisie ) (cm <sup>2</sup> )		9,36	9,36	9,36		
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25		
Armature transversal		4 épingle de HA8/m <sup>2</sup>				
Vérification des contraintes	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,90	0,90	0,41	
		$\tau_b$ (MPa)	1,27	1,27	0,57	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	706,91	706,91	307,92	
		$\sigma_b$ (MPa)	1,92	1,61	0,89	

Tableau VIII-13) : Ferrailage du voile transversal VT1.

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	
	Nom du voile	VT2			
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,2	1,2	1,2	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m)	0,24	0,24	0,24	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	10208,09	6698,59	4817,06	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8070,51	-2323,34	-2375,81	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	153,38	138,72	97,33	
	L <sub>t</sub> (m)	0,53	0,31	0,40	
	L <sub>c</sub> (m)	0,67	0,89	0,80	
	d <sub>1</sub> (m)	0,44	0,31	0,40	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1370,47	0	0	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	-415,40	-72,02	-95,03
	Ferrailage des voiles	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (bande)	10,38	1,8
A <sub>min</sub> (bande)			4,62	3,25	4,2
A (cm <sup>2</sup> )		A <sub>v totale</sub> ( voile)	28,30	12,58	12,6
		A <sub>v totale</sub> (nappe )	14,15	6,29	6,3
Choix des barres		9HA16	9HA12	9HA12	
A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )		18,09	10,17	10,17	
S <sub>t</sub> (cm)		15	15	15	
A <sub>H totale</sub> /voile (cm <sup>2</sup> )		7,07	3,6	3,6	
A <sub>H totale</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,53	1,8	1,8	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		12HA10	12HA10	12HA10	
A <sub>H</sub> (choisie ) (cm <sup>2</sup> )		9,36	9,36	9,36	
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25	
Armature transversal		4 épingle de HA8/m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,71	0,64	0,45
		$\tau_b$ (MPa)	0,99	0,89	0,63
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	621,72	497,42	264,59
		$\sigma_b$ (MPa)	2,20	1,92	1,03

Tableau VIII-14) : Ferrailage du Voile transversale VT2.

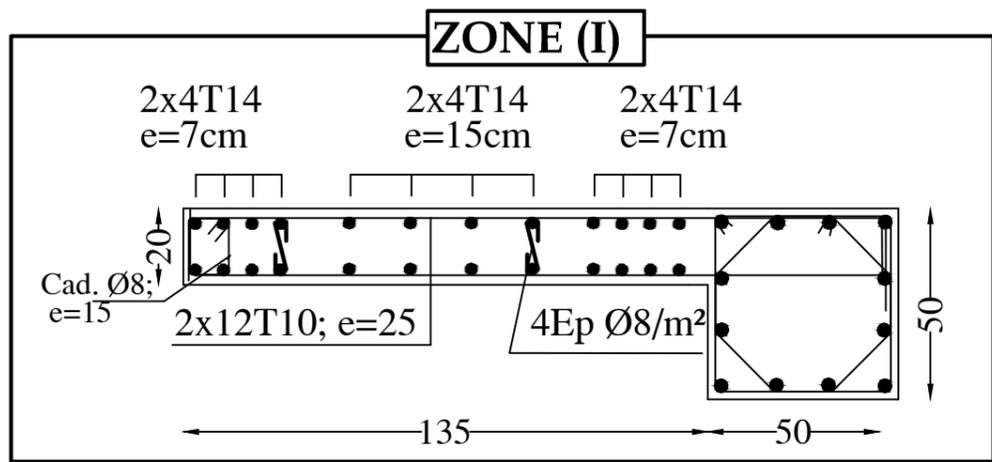
	Zones		Zone I	Zone II	zone III	
	Nom du voile		VT3			
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,6	1,6	1,6	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	
	B (m)		0,32	0,32	0,32	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		15751,59	3821,68	3225,24	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-6576,21	-2740,55	-2801,81	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)		314,38	165,19	124,13	
	L <sub>t</sub> (m)		0,48	0,67	0,75	
	L <sub>c</sub> (m)		1,12	0,93	0,85	
	d <sub>1</sub> (m)		0,48	0,62	0,56	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		0	-204,51	-709,79	
	N (kN)		N <sub>1</sub>	-315,56	-182,59	-196,64
	Ferrailage des voiles	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (bande)	7,89	4,56	4,91
A <sub>min</sub> (bande)			5,04	6,51	5,88	
A (cm <sup>2</sup> )		A <sub>v totale</sub> ( voile)	26,30	16,8	16,8	
		A <sub>v totale</sub> (nappe )	13,15	8,4	8,4	
Choix des barres		12HA12	12HA12	12HA12		
A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )		13,56	13,56	13,56		
S <sub>t</sub> (cm)		15	15	15		
A <sub>H totale</sub> /voile (cm <sup>2</sup> )		6,57	4,8	4,8		
A <sub>H totale</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,28	2,4	2,4		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		12HA10	12HA10	12HA10		
A <sub>H</sub> (choisie ) (cm <sup>2</sup> )		9,36	9,36	9,36		
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25		
Armature transversal		4 épingle de HA8/m <sup>2</sup>				
Vérification des contraintes	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,09	0,57	0,43	
		$\tau_b$ (MPa)	1,52	0,80	0,60	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	553,19	387,07	203,93	
		$\sigma_b$ (MPa)	1,53	1,12	0,59	

Tableau VIII-15) : Ferrailage du Voile transversal VT3.

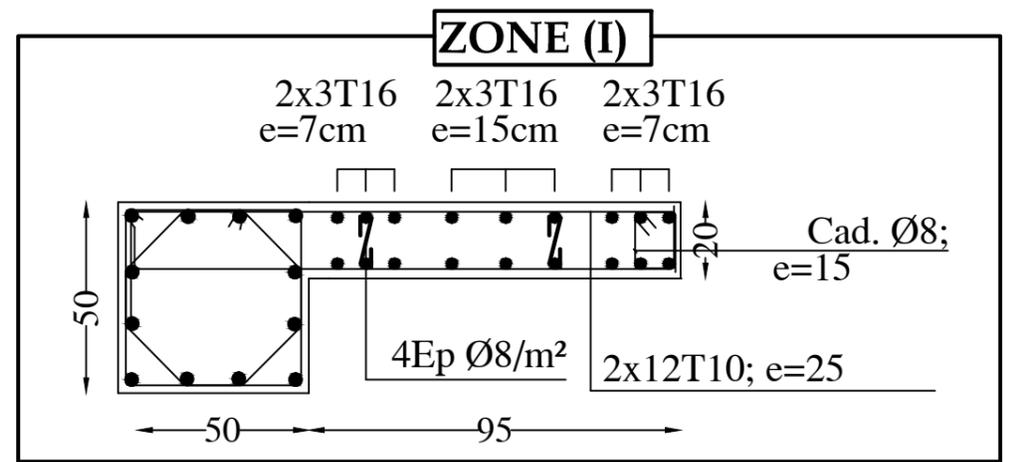
	Zones		Zone I	Zone II	zone III	
	Nom du voile		VT4			
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,6	1,6	1,6	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	
	B (m)		0,32	0,32	0,32	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		12726,11	4514,14	4274,50	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-9611,17	-1651,14	-1604,38	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)		314,82	162,04	119,65	
	L <sub>t</sub> (m)		0,69	0,43	0,44	
	L <sub>c</sub> (m)		0,91	1,17	1,16	
	d <sub>1</sub> (m)		0,60	0,43	0,44	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-1253,63	0	0	
	N (kN)		N <sub>1</sub>	-651,88	-70,98	-70,59
	Ferrailage des voiles	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (bande)	16,29	1,77	1,76
A <sub>min</sub> (bande)			6,3	4,51	4,62	
A (cm <sup>2</sup> )		A <sub>v totale</sub> ( voile)	43,44	16,78	16,8	
		A <sub>v totale</sub> (nappe )	21,72	8,39	8,4	
Choix des barres		12HA16	12HA12	12HA12		
A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )		24,12	13,56	13,56		
S <sub>t</sub> (cm)		15	15	15		
A <sub>H totale</sub> /voile (cm <sup>2</sup> )		10,86	4,8	4,8		
A <sub>H totale</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		5,43	2,4	2,4		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		12HA10	12HA10	12HA10		
A <sub>H</sub> (choisie ) (cm <sup>2</sup> )		9,36	9,36	9,36		
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25		
Armature transversal		4 épingle de HA8/m <sup>2</sup>				
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,09	0,56	0,41	
		$\tau_b$ (MPa)	1,53	0,78	0,58	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	562,30	395,33	205,01	
		$\sigma_b$ (MPa)	1,45	1,14	0,59	

Tableau VIII-16) : Ferrailage du Voile transversal VT4.

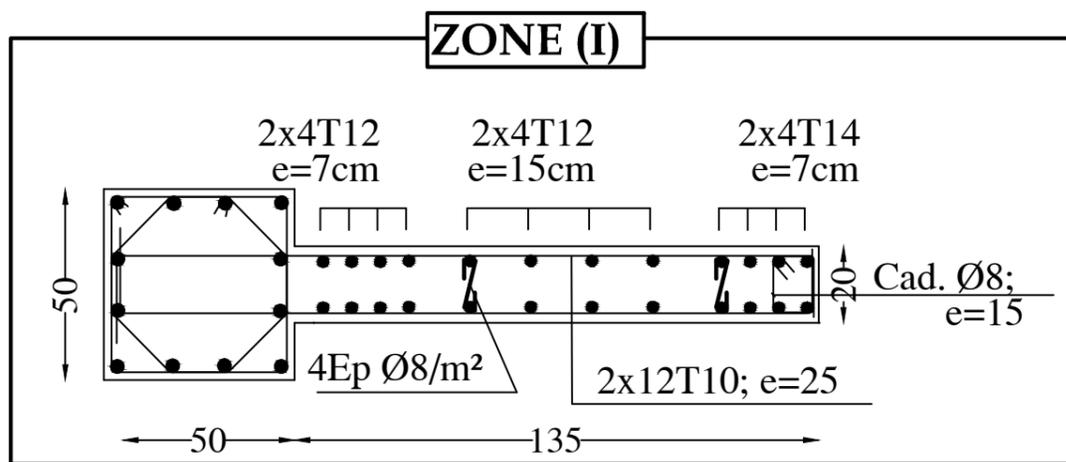
**Voile Transversal : VT01** -L=1.60m



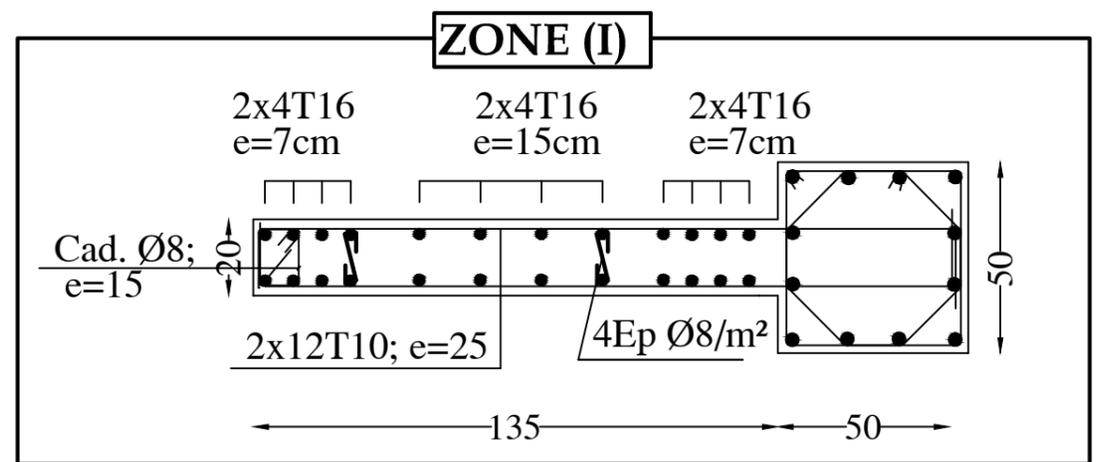
**Voile Transversal : VT02** -L=1.20m



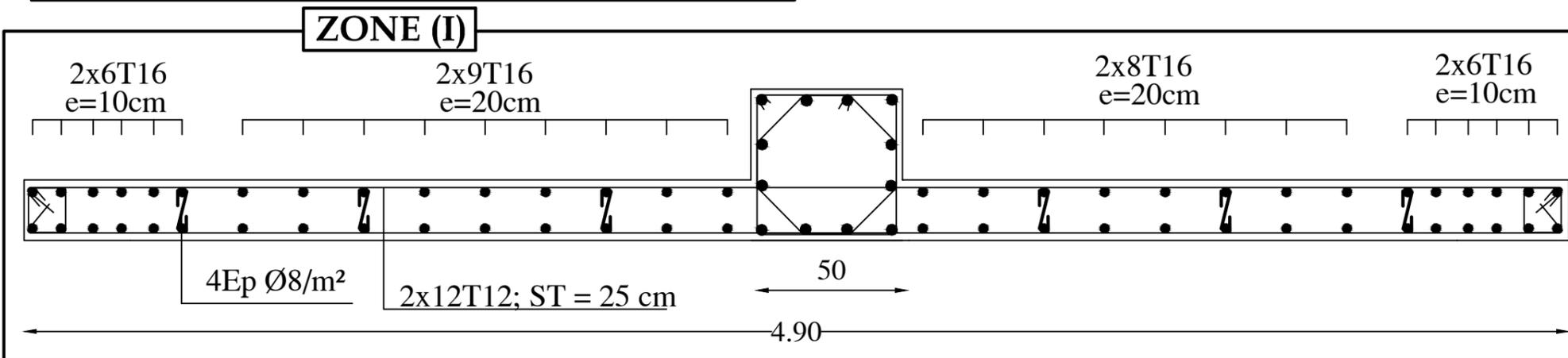
**Voile Transversal : VT03** -L=1.60m



**Voile Transversal : VT04** -L=1.60m



**Voile Longitudinal: VL01 et VL02** -L=4.90m



**FERRAILLAGE DES VOILES**  
Pour : Zone (I)

# CHAPITRE IX:

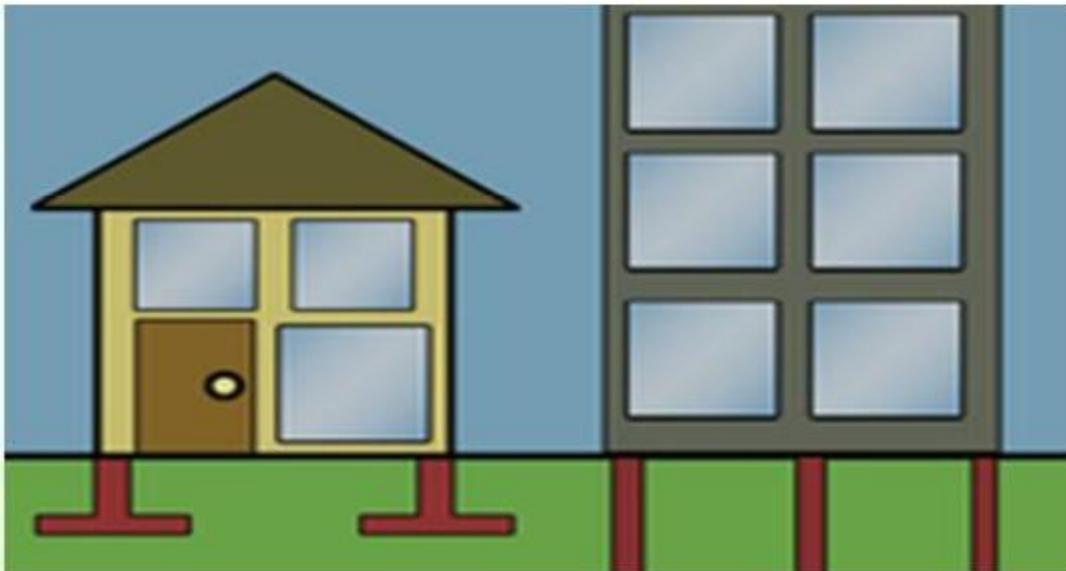
## Etude de l'infrastructure

**IX )- Etude de l'infrastructure :****IX -1) Introduction :**

Une fondation se définit comme un élément architectural d'un bâtiment qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre du bâtiment, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation).

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur géométrie et leur fonctionnement.

En dernier recours, si le sol en place ne possède pas les qualités suffisantes pour qu'on puisse y fonder l'ouvrage, des techniques de renforcement des sols sont utilisables.



**Figure IX-1) :** Fondations superficielles (à gauche) et fondations profondes (à droite).

➤ **Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :**

- la nature de l'ouvrage à fonder et sa stabilité.
- la nature du terrain et sa résistance.
- la profondeur du bon sol.
- le tassement du sol.
- la capacité portante du sol.
- l'importance de la superstructure.
- la facilité de l'exécution.
- l'économie.

❖ **Type de fondation :**• **Fondations superficielles :**

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$$

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol ; c'est le cas des semelles, isolées, filantes et les radiers.

• **Fondations profondes**

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond (> 2m) .Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus).

Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

- [0,8 ; 1,5] m : fondations superficielles.
- [1,5 ; 5] m : fondations profondes sur puits.
- 5 m : fondations profondes sur pieux.

❖ **Etude du sol :**

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$ .

**Remarque**

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de ciment.

**IX-2) Dimensionnement :****IX-2-1) Semelles isolées sous poteaux :**

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{smax}$  qui est obtenu à la base de tous les Poteaux de la base.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \longrightarrow A = B \text{ Poteau carré.}$$

D'où :  $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$  avec :  $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$

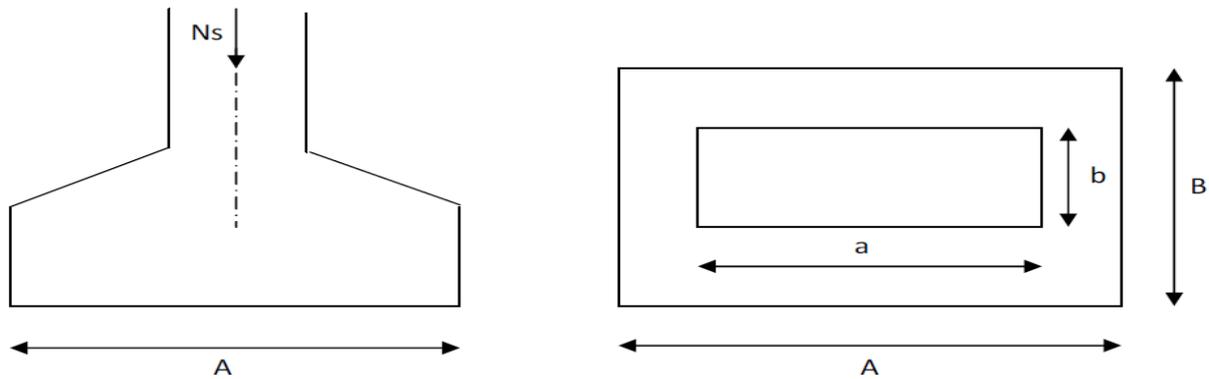


Figure IX-2) : Schéma de la semelle isolée.

**IX-2-2) Exemple de calcul :**

$$N_s = 1324,64 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1324,64}{250}} \rightarrow A = B = 2,30 \text{ m.}$$

**Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut tenter l'alternative des semelles filantes.

**IX-2-3) Semelles filantes :**

**a) Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_s \rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_s \rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

voile	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L(m <sup>2</sup> )
VT <sub>1</sub>	1234,23	1,6	3,08	4,92
VT <sub>2</sub>	1247,58	1,2	4,15	4,98
VT <sub>3</sub>	975,77	1,6	2,43	3,88
VT <sub>4</sub>	968,78	1,6	2,42	3,87
				17,65

**Tableau IX-1) :** semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voile	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L(m <sup>2</sup> )
VL <sub>1</sub>	2385,93	4,9	1,94	9,50
VL <sub>2</sub>	2391,38	4,9	1,95	9,57
				19,05

**Tableau IX-2) :** semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

$$S_v = \sum S_i = 17,65 + 19,05 = 36,70m^2.$$

Avec : SV : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

### b) Semelles filantes sous poteaux :

#### ➤ Hypothèse de calcul :

Les semelles sont infiniment rigides et engendrent une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

#### ➤ Etape de calcul :

1-Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

2-Détermination de coordonnées de la résultante R :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$

3- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$       —————> Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$       —————> Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle  $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :  $\frac{L}{6} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$

Avec :

**L** : distance entre nus des poteaux.

On fera les calculs sous le portique longitudinal (2-2), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

poteaux	$N_{ser}$	$M_i$	$e_i$ (m)	$N_{ser} \times e_i$
1	869,63	6,220	5,3	4609,04
2	1324,64	2,132	-0,1	-132,46
13	1103,35	-12,376	-5,3	-5847,75
$\Sigma$	3324,62	-4,024		-1371,17

**Tableau IX-3) :** Résultante des charges sous poteaux.

➤ **Exemple de calcul :**

La charge totale transmise par les poteaux est :

$$R = \sum N_i = 3324,62 \text{ kn.}$$

• **Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$$e = \frac{-1371,17 - 4,024}{3324,62}$$

$$e = -0,41 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{10,6}{6} = 1,76 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3324,62}{10,6} \left(1 + \frac{3 \times -0,41}{10,6}\right) = 277,24 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

• **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{277,24}{250} = 1,10 \text{ m}.$$

On prend : **B = 1,10m.**

On aura donc, la surface de la semelle filante sous poteaux égale à :  $S = S \times n$ .

Avec :

n : nombre de portique de le sens considéré.

$$S = (1,10 \times 10,6) \times 8 = 93,28 \text{ m}^2.$$

Ainsi, la surface totale de la semelle filante (sous voiles et poteaux) est égale à :

$$S_r = 93,28 + 36,700 = 129,98 \text{ m}^2.$$

♦ Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :  $S_{bat} = 243,8 \text{ m}^2$ .

$$\frac{S_r}{S_{bat}} = \frac{129,98}{243,8} = 53,31 \quad \Longrightarrow \quad 53,31\% \text{ de la surface de l'assise.}$$

La surface totale des semelles représente 53,31% de la surface du bâtiment.

➤ **Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte alors pour radier général.

**IX-3) Radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

**Le radier est :**

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements.

**IX-3-1) Pré-dimensionnement du radier :****1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm).

**2) Selon la condition forfaitaire :****- Sous voiles :****➤ épaisseur du radier :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

**h** : épaisseur du radier.

**L<sub>max</sub>** : distance entre deux voiles successifs.

$$L_{\max} = 3,6 \rightarrow 45\text{cm} \leq h \leq 72\text{cm}$$

On prend **h = 70cm**.

**- Sous poteaux :****➤ La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec un minimum de 25 cm.

$$h_d \geq \frac{5,4}{20} = 27\text{cm} , \text{ soit } h_d = \mathbf{30\text{cm}}.$$

**➤ La nervure:**

La nervure (poutre) du radier doit satisfaire à la condition suivante:

Hauteur de la nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{5,4}{10} = 0,54\text{m} \rightarrow \text{on prend : } h_n = 70\text{cm}.$$

**➤ Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{540}{50} \leq h_t \leq \frac{540}{40} \rightarrow 10,8 \leq h_t \leq 13,5 \text{ , soit } h_t = 12\text{cm.}$$

### 3) Condition de vérification de La longueur élastique:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{k \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$  ce qui conduit à

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3k}{E}}$$

**Avec:**

**L<sub>e</sub>:** Longueur élastique.

**K:** Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K = 40MPa** pour un sol moyen.

**I:** L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

**E:** Module de déformation longitudinale déferée  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87\text{MPa}$ .

**L<sub>max</sub>:** Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 5,4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 1,15\text{m}$$

soit :  $h = 115\text{cm}$ .

- **La nervure du radier doit avoir une largeur de :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \rightarrow 48\text{cm} \leq b_n \leq 84\text{cm}$$

On prend : **b<sub>n</sub> = 50cm**.

**Conclusion:**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant pour le radier:

$h_d = 30\text{cm}$  ..... hauteur de la dalle.

$h_t = 12\text{cm}$ ..... Hauteur de la dalle flottante

$h_n = 115\text{cm}$  ... hauteur de la nervure .

$b_n = 50\text{cm}$  ... Largeur de la nervure.

### IX-3-2) Détermination des sollicitations :

Charge du bâtiment :  $G_{\text{bat}} = 23262,90 \text{ KN}$ .

Charge d'exploitation :  $Q = 2936,23 \text{ KN}$ .

### Combinaison d'actions :

A l'ELU :  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 35809,26 \text{ kn}$ .

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 26199,13 \text{ kn}$ .

### IX-3-3) Détermination de la surface du radier :

#### A l'ELU :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{35809,26}{1,33 \times 250} = 107,69 \text{ m}^2.$$

#### A l'ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{26199,13}{250} = 104,79 \text{ m}^2.$$

D'où :  $S_{\text{bat}} > \max(S_1, S_2)$

**Remarque :** Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\right)$$

avec :  $h =$  la hauteur de la nervure.

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{115}{2}; 30\right) \rightarrow L_{\text{déb}} \geq 60 \text{ cm}$$

On prend :  $L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm}$ .

### Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{déb}} = p_{\text{déb}} \times L_{\text{déb}} = (10,6 + 23) \times 0,6 \times 2 = 40,32 \text{ m}^2.$$

$$\longrightarrow S_{rad} = 243,8 + 40,32 = 284,12 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier égale à 284,12 m<sup>2</sup>.

#### IX-3-4) détermination des efforts à la base du radier :

##### 1. Poids du radier :

$$G_{rad} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{TVO} + G_{dalle\ flottante}$$

- **Poids de la dalle :**

$$G_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 284,12 \times 0,3 \times 25 = 2130,90 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures :**

- **Longueur de la nervure :**

$$L = (l_x \times n) + (l_y \times n) = (23 \times 3) + (10,6 \times 8) = 153,80 \text{ m.}$$

- **Poids de la nervure :**

$$G_{nervur} = [153,8 \times 0,50 \times (1,15 - 0,3)] \times 25 = 1634,12 \text{ kn.}$$

- **Poids de TVO :**

$$G_{TVO} = [284,12 - (153,8 \times 0,50)] \times (1,15 - 0,3) \times 17 = 2994,32 \text{ kn.}$$

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$G_{df} = [284,12 - (153,8 \times 0,50)] \times 0,1 \times 25 = 518,05 \text{ kn.}$$

$$G_{rad} = 2130,90 + 1634,12 + 2994,32 + 518,05 = 7277,39 \text{ KN.}$$

#### 2) Poids total de l'ouvrage :

$$\text{Poids du bâtiment : } G_{bat} = 23262,5 \text{ KN.}$$

#### - Charge permanente apportée sur le radier $G_{tot}$ .

$$G_{tot} = G(\text{superstructure}) + G(\text{infrastructure}) = 23262,5 + 7277,39 = 30539,89 \text{ kn.}$$

#### - Charges d'exploitation totale $Q_{tot}$ .

$$Q_{tot} = Q(\text{Superstructure}) + Q(\text{infrastructure}) = 2936,23 + (5 \times 284,12) = 4356,83 \text{ kn.}$$

- **Combinaison d'actions :**

- **A l'état limite ultime :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q.$$

$$N_u = 47764,10 \text{ KN.}$$

- **A d'état limite de service :**

$$N_s = G + Q.$$

$$N_s = 34896,72kn.$$

- **A l'état sismique :**

$$N_a = G + 0,2Q.$$

$$N_a = 31411,25kn.$$

➤ **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_j = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,5m.$$

$$y_j = \frac{\sum S_i \cdot y_i}{\sum S_i} = 5,3m.$$

Avec :

$S_i$  : aire du panneau considéré.

$X_i$  ;  $Y_i$  : centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{23 \times 10,6^3}{12} = 2282,78m^4.$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{10,6 \times 23^3}{12} = 10747,51m^4.$$

### IX-3-5) Vérifications :

❖ **Vérification à la contrainte de cisaillement: (BAEL91/Art A.5.1.211) :**

Il faut vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$b=100cm$ ;  $d=0,9$  ;  $h_d=27cm$ .

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{l_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} = \frac{47764,10 \times 1}{284,12} \times \frac{5,4}{2} = 453,90kn..$$

$$\tau_u = \frac{453,90 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,68 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 1,68 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### ❖ Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes 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 dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

$M_{j(k=0)}$ : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(k=0)}$ : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$h$  : profondeur de l'infrastructure.

$I_{xi}, I_{yj}$ : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

On doit vérifier les conditions suivantes :

#### ➤ ELU:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

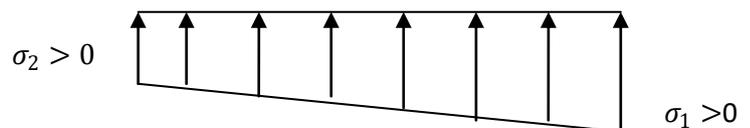
#### ➤ ELS:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

$V$  : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.



**Sens longitudinal xx:**

A ELU:  $N_u = 47764,10 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{47764,10}{284,12} = 168,11 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{47764,10}{284,12} = 168,11 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 168,11 + 168,11}{4} = 168,11 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_m = 168,11 \text{ KN} / \text{m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 332,50 \text{ KN} / \text{m}^2. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :  $N_s = 34896,72 \text{ kn}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{34896,72}{284,12} = 122,82 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_2 = 122,82 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_m = 122,82 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_m = 122,82 \text{ kn} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ kn} / \text{m}^2. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'état sismique :  $N_a = 31411,25 \text{ kn}$ .

$M_{OX} = 32397,92 \text{ kn.m}$  ;  $T_{OX} = 1478,03 \text{ kn}$

$$M_x = M_{OX} + T_{OX} \cdot h = 32397,92 + 1478,03 \times 0,6 = 33284,73 \text{ kn.m.}$$

$$M_x = 33284,73 \text{ kn.m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{47764,10}{284,12} + \frac{33284,73}{10747,51} \times 11,5 = 203,72 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{47764,10}{284,12} - \frac{33284,73}{10747,51} \times 11,5 = 132,49 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

**D'où :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 203,72 + 132,49}{4} = 185,91 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_m = 185,91 \text{ kn} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ kn} / \text{m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversale yy:

**A ELU:  $N_u=47764,710$  kn .**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{47764,10}{284,12} = 168,11 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_2 = 168,11 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 168,11 + 168,11}{4} = 168,11 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_m = 168,11 \text{ kn} / \text{m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 332,50 \text{ kn} / \text{m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS :  $N_s=34896,72$ kn.**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{34896,72}{284,12} = 122,82 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_2 = 122,82 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 122,82 + 122,82}{4} = 122,82 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_m = 122,82 \text{ kn} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ kn} / \text{m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'état sismique :  $N_a=31411,25$  kn .**

**$M_{Oy}=28868,973$  kn.m. ;  $T_{Ox}=1625,81$  kn .**

**$M_x=M_{Ox}+T_{ox} \cdot h = 28868,973 + 1625,85 \times 0,6 = 29844,48 \text{ kn.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_a}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{31411,25}{284,12} + \frac{29844,48}{2282,78} \times 5,3 = 179,84 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_a}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{31411,25}{284,12} - \frac{29844,48}{2282,78} \times 5,3 = 41,26 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 179,84 + 41,26}{4} = 145,19 \text{ kn} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_m = 145,19 \text{ kn} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ kn} / \text{m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**IX-3-6) Conclusion :**

Toutes les contraintes sont vérifiées.

**IX-4) Ferrailage du radier :**

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

**a) Ferrailage de la dalle :**

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

On distingue deux cas :

- **1<sup>er</sup> cas:**  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \iff$  La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)  $M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; M_{0y} = 0.$
- **2<sup>ème</sup> cas:**  $0.4 \leq \rho_x \leq 1 \iff$  La dalle travaille dans les deux sens.

Dans le sens de la petite portée  $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

$$l_y = 5,4m.$$

$$l_x = 3,4m.$$

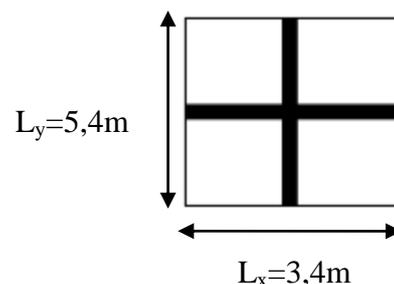
**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**-Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,4}{5,4} = 0,63$$

$0.4 < \rho \leq 1 \longrightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale :

$\sigma_m^{\max}$  la contrainte due au poids propre du radier, le panneau le plus sollicité

ce dernier étant directement repris par le sol.

- La contrainte moyenne max à l'ELU :  $\sigma_m = 168,11 \text{KN} / \text{m}^2$ .
- La contrainte moyenne max à l'ELS :  $\sigma_m = 122,82 \text{KN} / \text{m}^2$ .

**A ELU:**

$$q_{um} = \left[ \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right] \times 1ml = \left[ 168,11 - \frac{7277,39}{284,12} \right] \times 1ml = 142,49 \text{KN} / \text{ml}.$$

**A ELS:**

$$q_{sm} = \left[ \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right] \times 1ml = \left[ 122,82 - \frac{7277,39}{284,12} \right] \times 1ml = 97,20 \text{KN} / \text{ml}.$$

**b) Calcul à l'ELU :**

Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :

$$\nu = 0; \rho = 0.63 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0772 \\ \mu_y = 0.343 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0772 \times 142,49 \times 3,4^2 = 127,16 \text{KN.m}.$$

$$M_{0y} = 0,343 \times 127,16 = 43,61 \text{KN.m}.$$

**Remarque :**

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

**0,85** : pour les moments en travées.

**0,50** : pour les moments sur appuis intermédiaires.

**0,30** : pour les moments sur appuis de rive.

❖ **Moments sur appuis de rive :**

$$M_x^a = 0,3 \times 127,16 = 38,11 \text{Kn.m.}$$

$$M_y^a = 0,3 \times 43,61 = 13,07 \text{Kn.m.}$$

❖ **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$M_x^a = 0,5 \times 127,16 = 63,52 \text{Kn.m.}$$

$$M_y^a = 0,5 \times 43,61 = 21,79 \text{Kn.m.}$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0,85 \times 127,16 = 108 \text{KN.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 43,61 = 37,06 \text{KN.m.}$$

-**Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x :**

➤ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{63,52 \times 10^6}{1000 \times 275^2 \times 14,2} = 0,059 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\beta = 0,9695.$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{63,52 \times 10^6}{0,9695 \times 275 \times 348} = 6,84 \text{cm}^2$$

Soit **8HA12=9,05cm<sup>2</sup>** avec un espacement **e =10cm.**

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{108 \times 10^6}{1000 \times 275^2 \times 14,2} = 0,100 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,947.$$

$$A_{ut} = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{108 \times 10^6}{0,947 \times 275 \times 348} = 11,92 \text{cm}^2.$$

Soit **8HA14=12,31cm<sup>2</sup>** avec un espacement **e =15cm.**

- **Ferrailage transversal suivant le sens y-y :**

➤ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{21,79 \times 10^6}{1000 \times 275^2 \times 14,2} = 0,020 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\beta = 0,990.$$

$$A_u^a = \frac{M_y^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{21,79 \times 10^6}{0,990 \times 275 \times 348} = 2,30 \text{cm}^2.$$

Soit **5HA12= 5,65cm<sup>2</sup>** avec un espacement **e =20cm.**

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{37,06 \times 10^6}{1000 \times 275^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \rightarrow SSA.$$

$$\beta = 0,983.$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{37,06 \times 10^6}{0,983 \times 275 \times 348} = 3,94 \text{ cm}^2.$$

Soit **5HA12= 5,65cm<sup>2</sup>** avec un espacement **e =20cm**.

c) **Vérification à l'état limite ultime :**➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

$$A_{\min} = \rho \times b \times h \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

Pour notre cas,  **$\rho=0,8\%$**  pour les **HA FeE400**.

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \left( \frac{3 - 0,63}{2} \right) = 2,84 \text{ cm}^2.$$

• **Armatures parallèles à Lx:**

En appuis :  $A_u^a = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,84 \text{ cm}^2 \rightarrow$  *Condition vérifiée.*

En travée :  $A_u^t = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,84 \text{ cm}^2 \rightarrow$  *Condition vérifiée.*

• **Armatures parallèles à Ly:**

En appuis :  $A_u^a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,84 \text{ cm}^2 \rightarrow$  *Condition vérifiée.*

En travée :  $A_u^t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,84 \text{ cm}^2 \rightarrow$  *Condition vérifiée.*

➤ **Espacements des armatures : (BAEL91/A8.2, 42):**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous:

• **Sens xx:**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min \{90; 33\text{cm}\}.$$

$$S_t = 12\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow$$
 *Condition vérifiée.*

- **Sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45cm\} \rightarrow S_t \leq \min \{120; 33cm\}.$$

$$S_t = 12cm < 45cm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### d) Vérifications à l'ELS :

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée

##### ➤ Evaluation des moments $M_x, M_y$ :

$$\nu = 0,2; \rho = 0,63 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0825 \\ \mu_y = 0,508 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

On aura donc :

$$M_x = 0,0825 \times 97,20 \times 3,4^2 = 92,69 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = 0,508 \times 92,69 = 47,03 \text{ KN.m.}$$

#### ❖ Moments sur appuis de rive :

$$M_x^a = 0,3 \times 92,69 = 27,80 \text{ Kn.m.}$$

$$M_y^a = 0,3 \times 47,03 = 14,10 \text{ Kn.m.}$$

#### ❖ Moments sur appuis intermédiaire :

$$M_x^a = 0,5 \times 92,69 = 46,34 \text{ Kn.m.}$$

$$M_y^a = 0,5 \times 47,03 = 23,51 \text{ Kn.m.}$$

#### ❖ Moments en travées :

$$M_x^t = 0,85 \times 92,69 = 78,78 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 47,03 = 39,97 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

• **Sens xx :**

▪ **Aux appuis :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}.$$

$$\text{On a : } \rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 27,5} = 0,329 \quad \longrightarrow \quad \rho = 0,329 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,9105 \\ \kappa_1 = 40,87 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{46,34 \times 10^6}{0,9105 \times 275 \times 905} = 204,50 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{\kappa_1} = \frac{204,50}{40,87} = 5,00 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée :**

$$\text{On a : } \rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 12,31}{100 \times 27,5} = 0,447 \quad \longrightarrow \quad \rho = 0,447 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,8985 \\ \kappa_1 = 34,02 \end{cases}$$

$$\text{Ainsi : } \sigma_s = \frac{78,78 \times 10^6}{0,8985 \times 275 \times 1609} = 198,15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{\kappa_1} = \frac{198,15}{34,02} = 5,81 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens yy:**

▪ **Aux appuis :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}.$$

$$\text{On a : } \rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27,5} = 0,205 \quad \longrightarrow \quad \rho = 0,205 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,927 \\ \kappa_1 = 53,49 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{23,51 \times 10^6}{0,927 \times 275 \times 565} = 163,22 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{\kappa_1} = \frac{163,22}{53,49} = 3,05 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée :**

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27,5} = 0,205 \quad \longrightarrow \quad \rho = 0,205 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,927 \\ \kappa_1 = 53,49 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{39,97 \times 10^6}{0,927 \times 275 \times 565} = 277,50 \text{MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{\kappa_1} = \frac{277,50}{53,49} = 5,18 \text{MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPA.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans les aciers :**

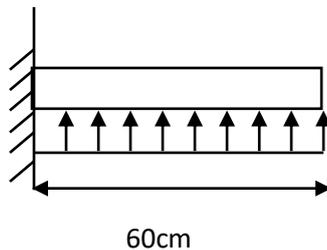
La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

**Conclusion :**

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

❖ **Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.



**Figure IX-3) :** Schéma statique du débord.

a) **Sollicitations de calcul :**

• **A l'ELU :**

$$q_u = 142,49 \text{KN / ml.}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{142,49 \times 0,60^2}{2} = -25,64 \text{KN.m.}$$

• **A l'ELS :**

$$q_s = 97,20 \text{KN / ml.}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{97,20 \times 0,60^2}{2} = -17,49 \text{KN.m.}$$

**b) Calcul des armatures :**

- **Armatures principales :**

$B=1\text{m}; \quad d=27,5\text{cm}; \quad f_{bc}=14,2\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s=348\text{MPa}.$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25,64 \times 10^6}{1000 \times 275^2 \times 14,2} = 0,023 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,023 \rightarrow \beta_u = 0,9885.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{25,64 \times 10^6}{0,9885 \times 275 \times 348} = 2,71\text{cm}^2.$$

$$A_s = 2,71\text{cm}^2/\text{ml}.$$

Soit :  $A_s = 4\text{HA}12 = 4,52\text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm**.

**c) Vérification à l'ELU:**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27,5 \times 2,1}{400} = 3,32\text{cm}^2.$$

$$A_s = 4,52\text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,32\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

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

Soit :  $A_r = 2\text{HA}12 = 2,26\text{ cm}^2$  avec un espacement de **20cm**.

**d) Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27,5} = 0,164.$$

$$\rho = 0,164 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,9335 \\ \kappa_1 = 60,19 \end{cases}$$

$$K = \frac{1}{\kappa_1} = 0,016.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{17,49 \times 10^6}{0,9335 \times 275 \times 452} = 150,73 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,016 \times 150,73 = 2,41 \text{MPa} < 15 \text{MPa}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 150,73 \text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

**IX-5) Ferrailage de la nervure :**

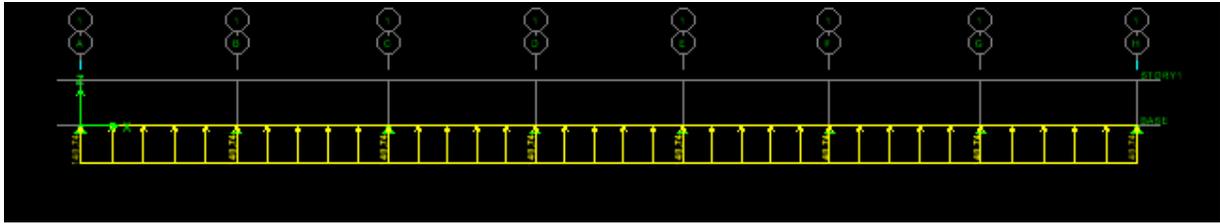
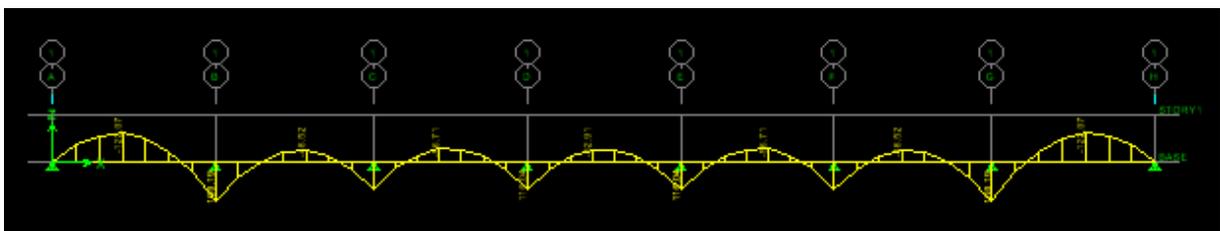
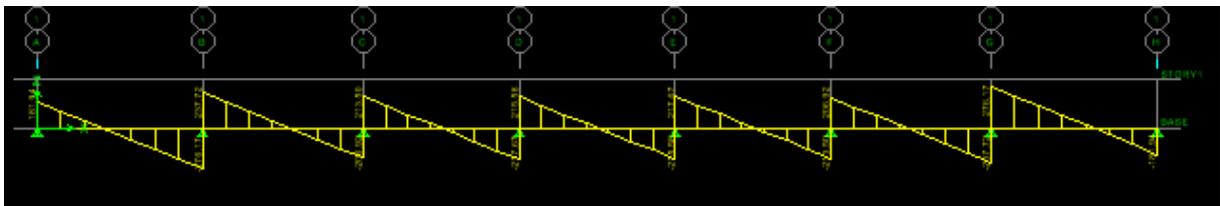
Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees

$$h_n = 115 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Hauteur de la Nervure.}$$

$$h_d = 30 \text{cm} \dots\dots\dots \text{hauteur de la dalle.}$$

$$b_n = 50 \text{cm} \dots\dots\dots \text{largeur de la nervure.}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

**IX-5-1) Détermination des sollicitations :**➤ **Sens x-x:**a) **ELU :  $q_u=142,49\text{KN/ml}$ .****Figure IX-4):** Le chargement à l'ELU (KN/m).**Figure IX-5):** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m).**Figure IX-6) :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN).

Le ferrailage se fera avec le moment max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = -123,69\text{KN.m.}$$

$$M_a^{\max} = 162,31\text{KN.m.}$$

$b= 50\text{ cm}$  ;  $h=115\text{ cm}$  ;  $d=112,5\text{ cm}$  ;  $f_{bc}=14,2\text{ MPA}$  ;  $\sigma_{st}=348\text{ MPA}$ .

- Aux appuis :

$$M_a = 162,31 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{162,31 \times 10^3}{50 \times 112,5^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu_u = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,996.$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{162,31 \times 10^3}{0,996 \times 112,5 \times 348} = 4,16 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA16 = 8,04 cm<sup>2</sup>.

- En travée :

$$M_t = -123,69 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{123,69 \times 10^3}{50 \times 112,5^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,9935.$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{123,69 \times 10^3}{0,9935 \times 112,5 \times 348} = 3,18 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA16 = 8,04 cm<sup>2</sup>.

b) ELS: q<sub>s</sub> = 97,20 KN/ml.

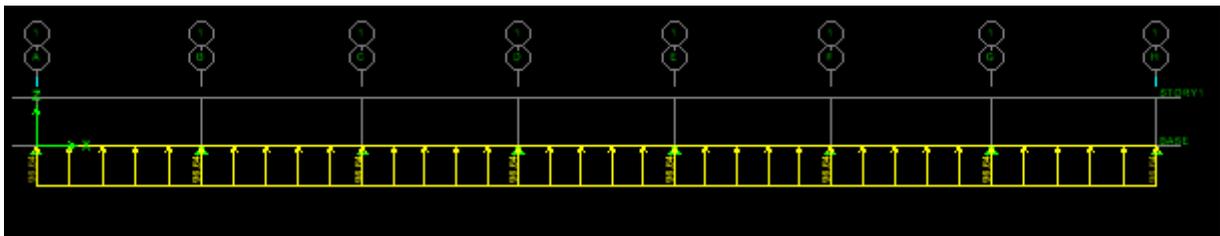


Figure IX-7): Le chargement à l'ELS (KN/m).

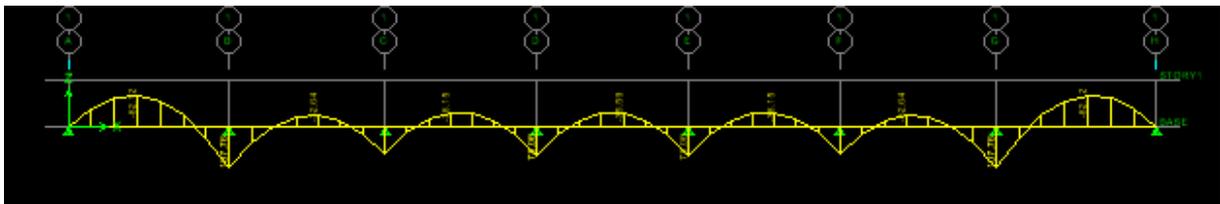


Figure IX-8) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN /m).

➤ Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	γ	μ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	obs
X-X	appuis	162,31	108,43	1,49	0,018	0,0227	0,49	Vérifiée
	Travée	123,69	82,63	1,49	0,013	0,0138	0,49	Vérifiée

Tableau IX-4) : tableau vérification à l'ELS.

➤ Sens y-y:

a) ELU : q<sub>u</sub> = 142,49 KN/ml

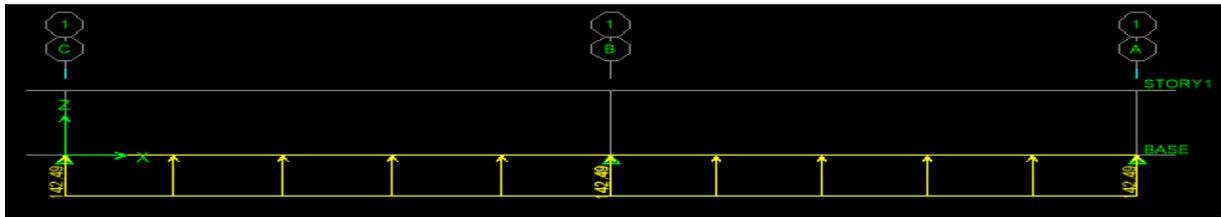


Figure IX-9) : Le chargement à ELU (KN/m).

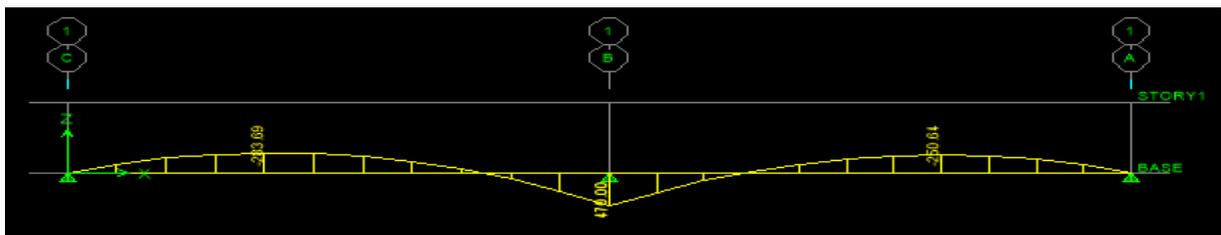


Figure IX-10) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m).



Figure IX-11) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN).

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 283,69 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{\max} = 470 \text{ KN.m.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_a = 470 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{470 \times 10^3}{50 \times 112,5^2 \times 14,2} = 0,052 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_u = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973.$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{470 \times 10^3}{0,973 \times 112,5 \times 348} = 12,33 \text{ cm}^2.$$

**Soit : 4HA16+4HA12 = 12,56cm<sup>2</sup>.**

• **En travée :**

$$M_t = -283,69 \text{ KN.m.}$$

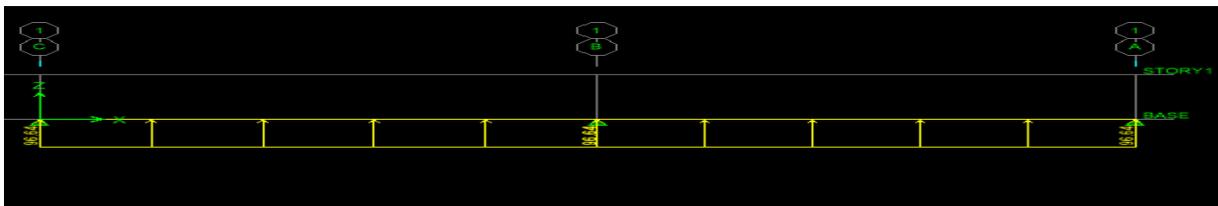
$$\mu_u = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{283,69 \times 10^3}{50 \times 112,5^2 \times 14,2} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_u = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,9845.$$

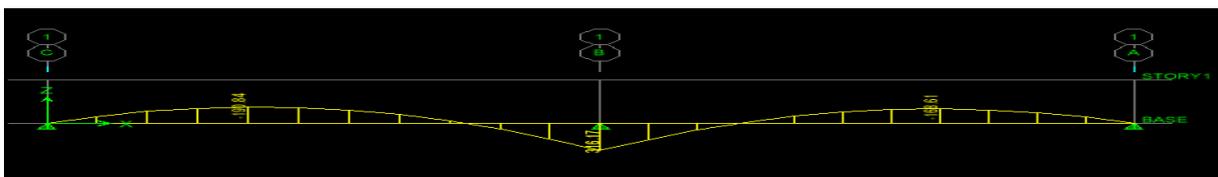
$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{283,69 \times 10^3}{0,9845 \times 112,5 \times 348} = 7,36 \text{ cm}^2.$$

**Soit : 4HA16 = 8,04 cm<sup>2</sup> .**

**b) ELS :  $q_s = 97,20 \text{ kn /ml}$  .**



**Figure IX-12) :** Le chargement à ELS (KN/m).



**Figure IX-13) :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m)

➤ **Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	y	μ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	obs
X-X	appuis	470	316,17	1,48	0,052	0,0667	0,49	Vérifiée
	Travée	283,69	190,84	1,48	0,031	0,0393	0,49	Vérifiée

Tableau IX-5) : tableau vérification à l'ELS.

❖ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33mm.$$

Soit :  $\phi_t = 8mm$ .

➤ **Espacement des armatures :**

c) **zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\} = \min \{28,75; 19,2\} . \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

d) **zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 57,5cm. \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003.St.b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3cm^2.$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{1150}{35}; \frac{500}{10}; 16 \right\} \Rightarrow \phi \leq 16mm.$$

**Soit :**  $\phi = 10mm$ .

**Alors :**  $A_t = 4HA10 = 3,14 cm^2$  ( 2 cadres ) .

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 112,5 \times 2,1}{400} = 6,79cm^2.$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPA \right\} = 2,5MPA.$$

Avec :

$$T_{u\max} = 276,17KN. \text{ Dans le sens X-X.}$$

$$T_{u\max} = 450,83KN. \text{ Dans le sens Y-Y.}$$

**Sens X-X :**

$$\tau_u = \frac{276,17 \times 10^3}{500 \times 1125} = 0,49MPA < 2,5MPA. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens Y-Y :**

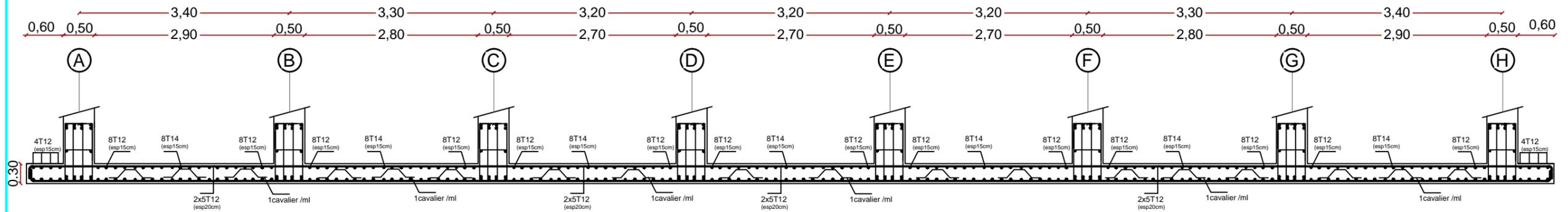
$$\tau_u = \frac{450,83 \times 10^3}{500 \times 1125} = 0,80MPA < 2,5MPA. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

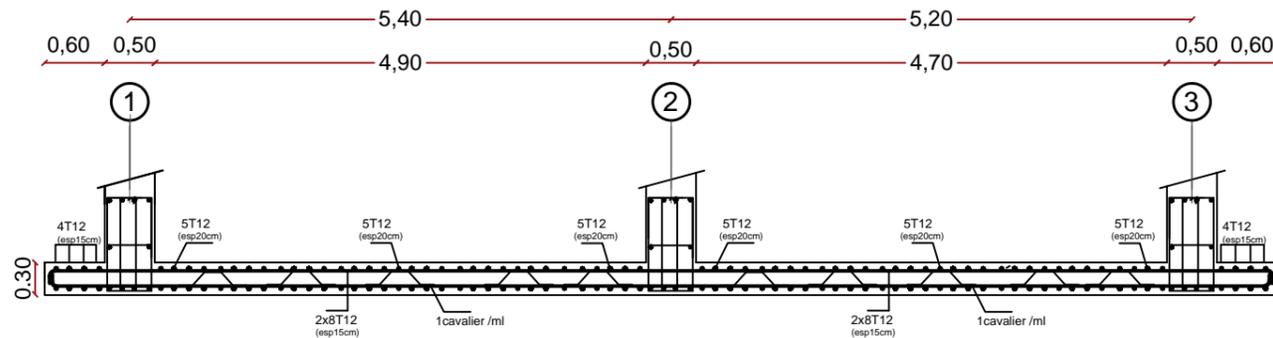
Les vérification à l'ELS ont été effectuées précédemment et récapitulées dans les tableaux précédents.

# FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:

## -Sens X-X



## -Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> KHALDI Lysa  
-M<sup>elle</sup> KEDDAM Liza

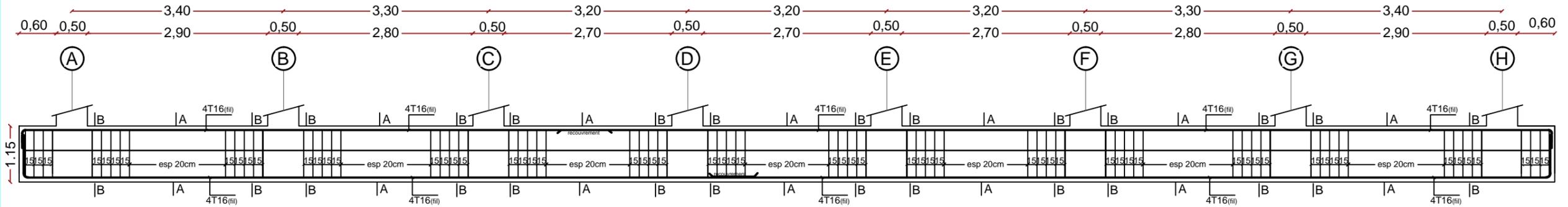
Titre :

-ferraillage de la dalle

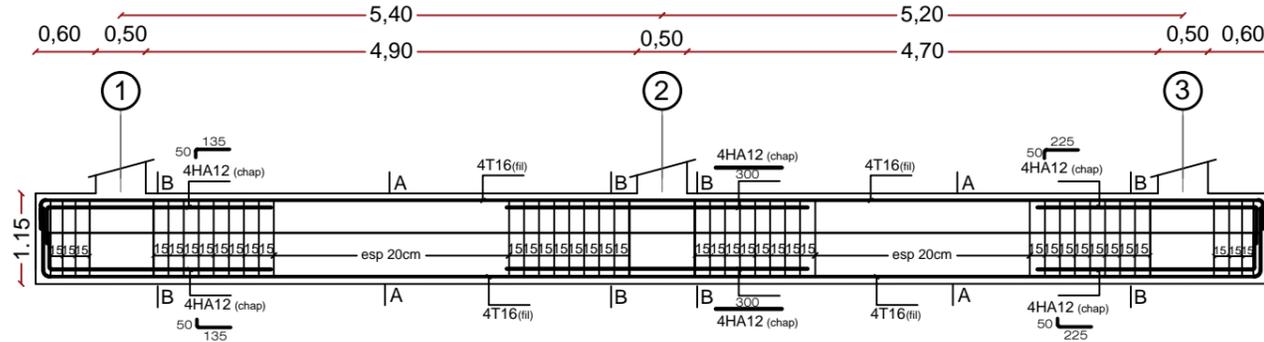
Echelle°:1/50

# HGTTCKNCI G'F G'NC'P GTXWTG\*72Z337+eo "<

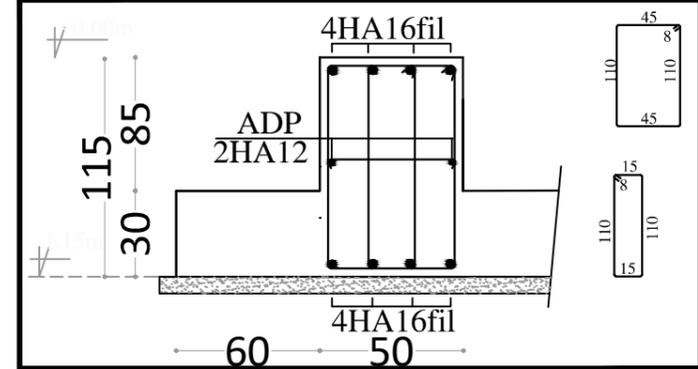
## -Sens X-X



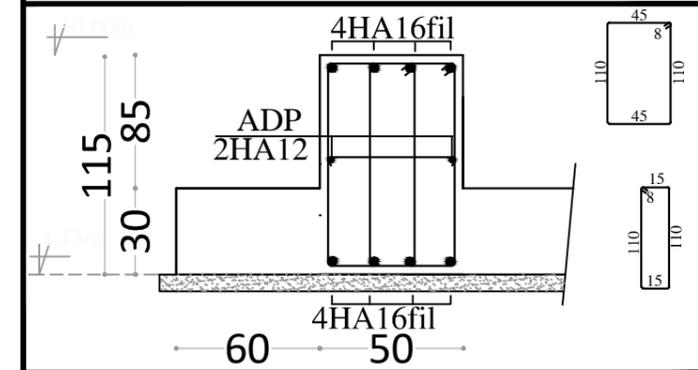
## -Sens Y-Y



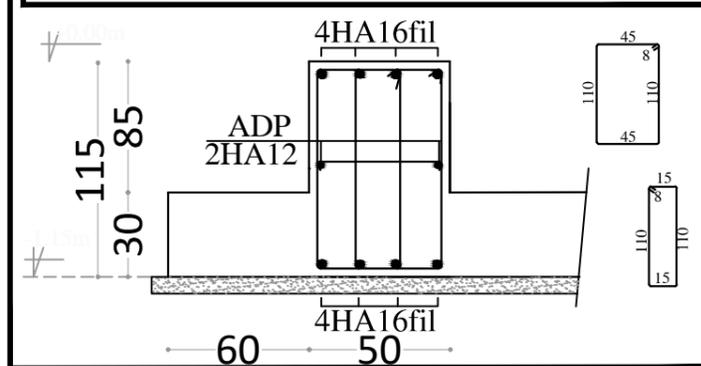
La Coupe A-A



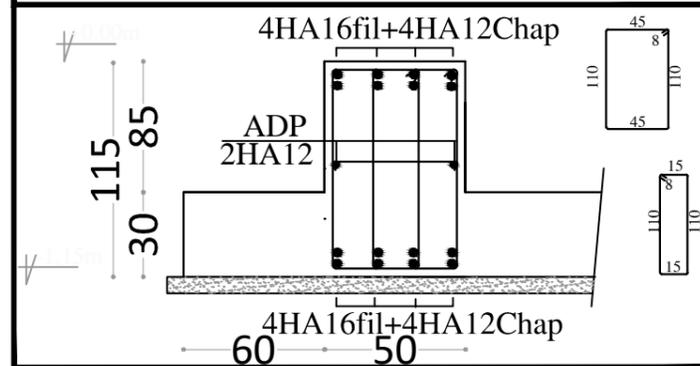
La Coupe B-B



La Coupe A-A



La Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

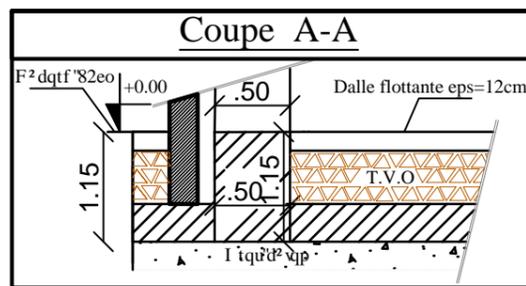
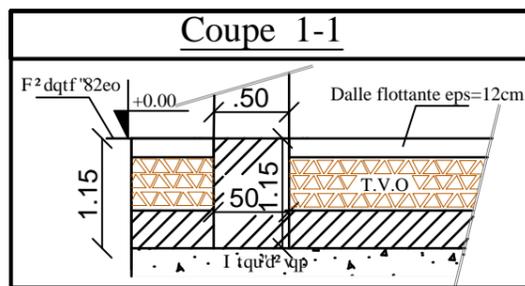
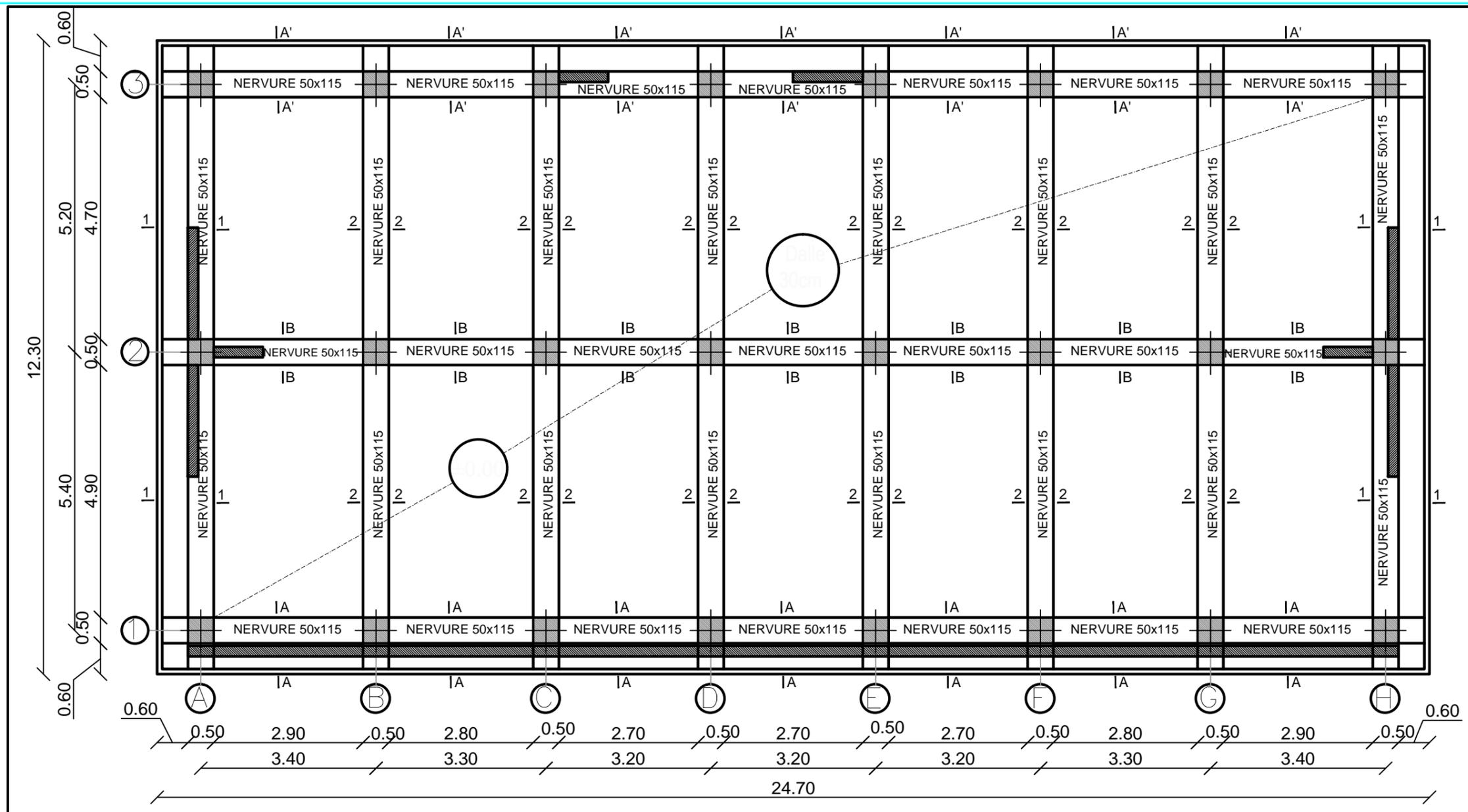
-M<sup>elle</sup> KHALDI Lysa

-M<sup>elle</sup> KEDDAM Liza

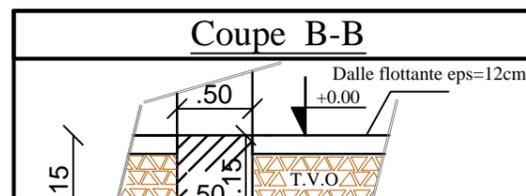
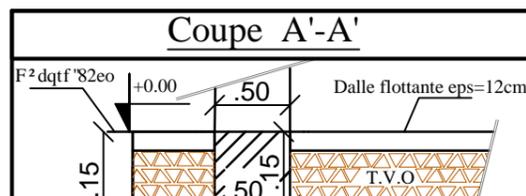
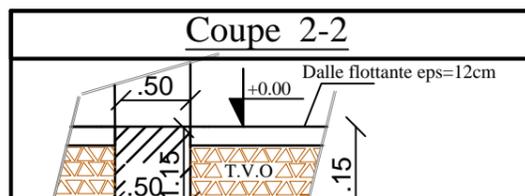
Titre :

-ferrailage de la nervure

Echelle°: 1/50  
1/20



PLAN DE FONDATIONS  
 NIV +0.00  
 TO / F.C.E.J.C.M.U.G



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :  
 -M<sup>elle</sup> KHALDI Lysa  
 -M<sup>elle</sup> KEDDAM Liza

Titre :  
 PLAN DE FONDATIONS

Echelle°: 1/50

# CHAPITRE X:

## Etude du mur plaque

**X-1) Introduction**

Le mur plaque est prévu sur le coté amant de la structure pour reprendre les poussées des terres ainsi que les charges d'exploitation. Sa hauteur est de **3,3 m** et une épaisseur minimale exigée par le RPA 99 qui doit  $\geq 15$  cm (**Art 10.1.2**). On optera pour notre cas à une épaisseur de 20 cm. Son calcul est indépendant des autres éléments de la construction.

Le voile plaque est réalisé en béton armé, celui-ci est revêtu d'une couche de bitume et aussi un

**Pré dimensionnement du mur plaque :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

**X-2) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :**

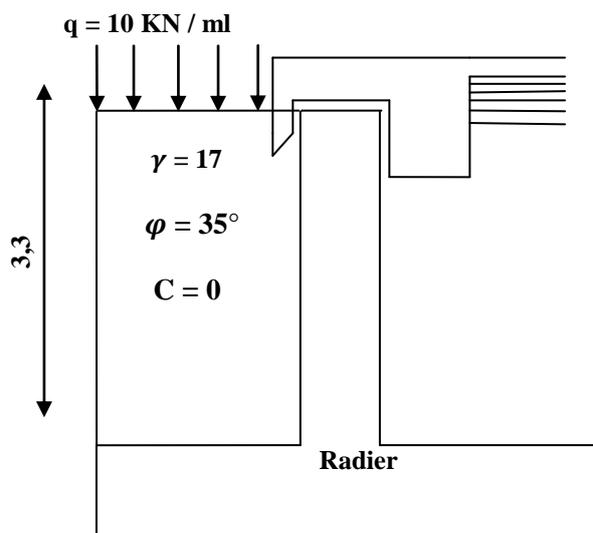
Surcharge éventuelle:  $q = 10$  kN/m<sup>2</sup>.

Poids volumique des terres :  $\gamma = 17$  kN/m<sup>3</sup>.

Angle de frottement :  $\varphi = 35^\circ$ .

Cohésion :  $C = 0$ .

La contraint de Sol :  $\sigma_{sol} = 2,5$  bars.



**Figure X-1) :** Schéma statique du Mur plaque

**X-3) Méthode de calcul :**

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de RDC, pour une bande de largeur de 1m.

- **Contrainte de sollicitations :**

En utilisant la méthode de RANKINE, les contraintes qui s'exercent sur la face du mur plaque sont :

$$\sigma_H \text{ et } \sigma_V.$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 3,3m \text{ Contrainte horizontale.}$$

$$\sigma_v : \text{Contrainte verticale.}$$

Tel que :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$$

Avec :  $K_0$  : coefficient de poussée des terres.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

$$\text{Donc : } K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

**X-3-1) Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0,52.$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \rightarrow 0m < h < 3,3m.$$

**ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q).$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,52 \times (1,5 \times 10) = 7,8 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

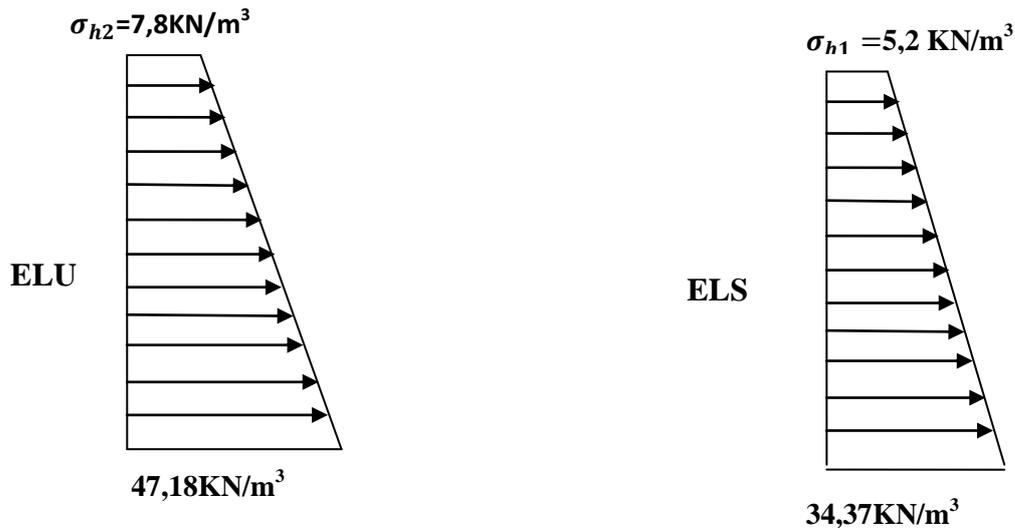
$$h = 3,3 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 \times (1,35 \times 17 \times 3,3 + 1,5 \times 10) = 47,18 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

**ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h).$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,52 \times 10 = 5,2 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

$$h = 3,3 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 (10 + 17 \times 3,3) = 34,37 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

**X-3-2) Diagramme des contraintes :****X-3-3) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m**

**ELU :**

$$q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 47,18 + 7,80}{4} = 37,33 \text{ KN / ml.}$$

**ELS :**

$$q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 34,37 + 5,20}{4} = 27,07 \text{ KN / ml.}$$

**X-4) Ferrailage du mur plaque :****X-4-1) Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des nervures, des poteaux ainsi qu'au niveau des longrines.

**X-4-2) Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur quatre appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel.

Pour tenir compte de la continuité d'une dalle, les moments seront affectés aux Coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85.
- Moment d'encastrement sur les grands côtés :
  - ✓ 0,3 (Appui de rive).
  - ✓ 0,5 (Autre appui).

**X-4-3) Identification de panneau :**

$$L_x = 3,3\text{m et } L_y = 3,4\text{m}$$

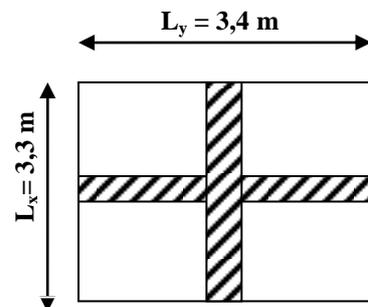
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,3}{3,4} = 0,97 \rightarrow 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens .}$$

**X-4-4) Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0,97 \begin{cases} \mu_x = 0,0393. \\ \mu_y = 0,934. \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0393 \times 37,33 \times 3,3^2 = 15,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,934 \times 15,97 = 14,91 \text{ KN.m}$$

**❖ Correction des moments :****Sens x-x :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 15,97 = 7,98 \text{ KN.m.}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 15,97 = 13,57 \text{ KN.m.}$$

**Sens y-y :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 14,91 = 7,45 \text{ KN.m.}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 14,91 = 12,67 \text{ KN.m.}$$

**X-4-5) Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0,97 \begin{cases} \mu_x = 0,0467. \\ \mu_y = 0,954. \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0467 \times 27,07 \times 3,3^2 = 13,76 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,954 \times 13,76 = 13,12 \text{ KN.m.}$$

## ❖ Correction des moments :

Sens x-x :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 13,76 = 6,88 \text{ KN.m.}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 13,76 = 11,69 \text{ KN.m.}$$

Sens y-y :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 13,12 = 6,56 \text{ KN.m.}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 13,12 = 11,15 \text{ KN.m.}$$

## X-4-6) Calcul des sections d'armatures :

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	section	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	e (cm)
xx	Appuis	7,98	0,018	0,991	SSA	1,32	2,11	5HA12	5,65	20
	Travée	13,57	0,031	0,9845	SSA	2,26	2,11	5HA12	5,65	20
yy	Appuis	7,45	0,017	0,9915	SSA	1,23	2,11	5HA12	5,65	20
	Travée	12,67	0,029	0,9855	SSA	2,11	2,11	5HA12	5,65	20

Tableau X-1: Ferrailage du mur plaque.

## X-5) Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m<sup>2</sup> en HA8.

**X-5-1) Vérification des contraintes :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

**Dans les aciers :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\overline{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\overline{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	5,65	6,88	0,322	0,9115	41,5	76,33	201.63	1,83	15	Cv
	Travée	5,65	11,69	0,322	0,9115	41,5	129,70	201.63	3,12	15	Cv
Y-Y	Appuis	5,65	6,56	0,322	0,9115	41,5	72,78	201.63	1,75	15	Cv
	Travée	5,65	11,15	0,322	0,9115	41,5	123,71	201.63	2,98	15	Cv

**Tableau X-2):** vérification des contraintes a ELS.

**Résultats:**

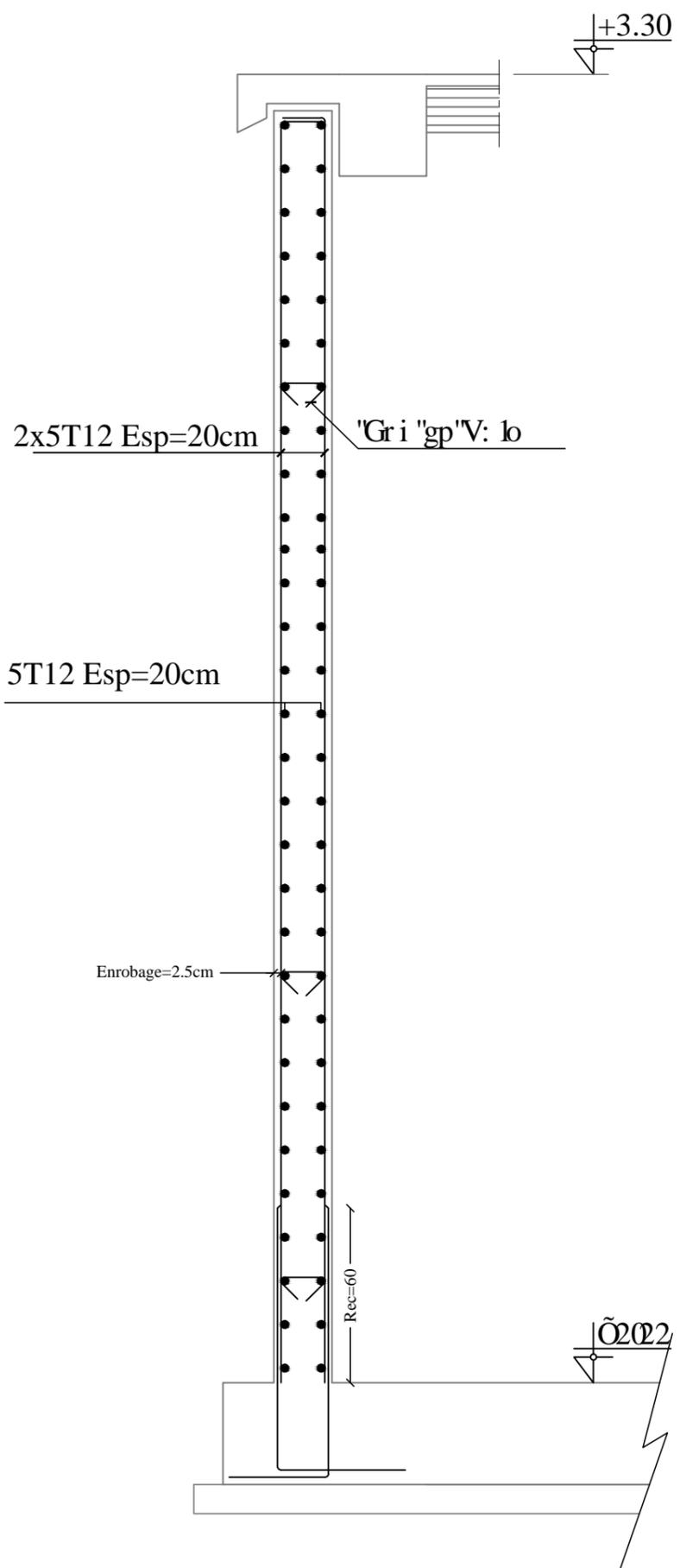
L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

✓ **Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :**

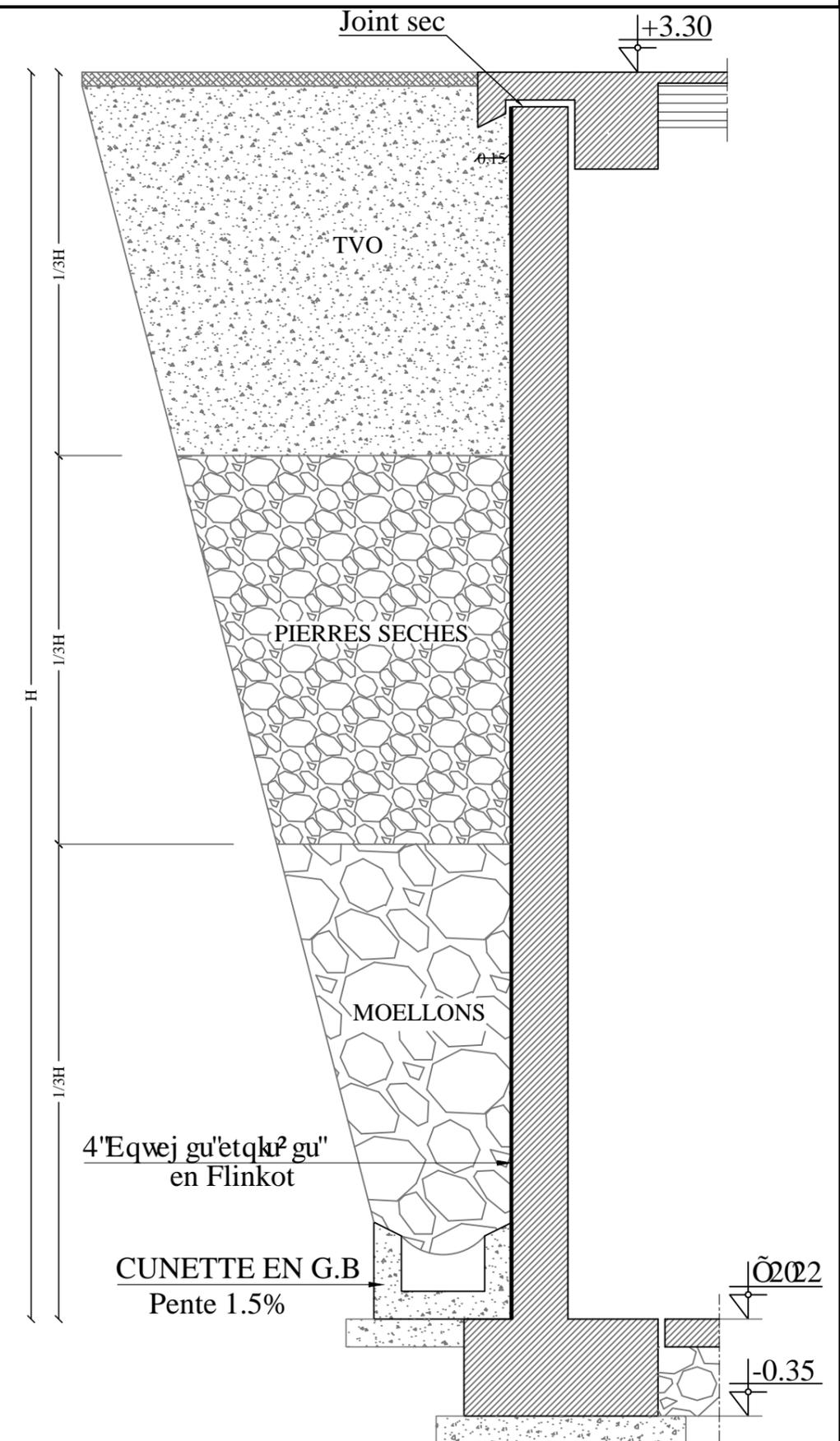
**En travée : 5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

**Aux appuis : 5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

### Détails de ferrailage le voile plaque



### Détails de drainage derrière le voile plaque



## FERRAILAGE DE VOILE PLAQUE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :  
-M<sup>elle</sup> KHALDI Lysa  
-M<sup>elle</sup> KEDDAM Liza

Titre :  
-FERRAILAGE DE VOILE  
PLAQUE

Echelle°: 1/50

Dirigé par :  
-M<sup>r</sup> LOUZAI.A

Promotion:  
2019

# Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage multiple, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation. Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes et des règlements que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus(DTR,RPA.....), cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte, premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humains et matériels, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

Ce travail est une petite contribution la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

# Bibliographie

- ✓ Document technique réglementaire DTR B.C.2.2.
- ✓ Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003.
- ✓ BAEL 91 révisé 99.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ✓ Manuscrit Béton armé (Jean- Pierre Mougin)
- ✓ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.
- ✓ Cours et TD du cursus.