

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

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

**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI-OUZOU**

**FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION**

**Département de Génie Civil**

## **MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE**

*En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil*

*Option : Construction Civile et Industrielle*

**Calcul d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation  
et commercial contreventé par voiles  
- ETABS-**

**Dirigé par : Mme BAÏDI**

**Présenté par :**

**Mr BENELHADJ Samir**

**Mlle BENHADDADI Hassina**

**Année universitaire : 2018/2019**

## Remerciements

*Nous tenons à remercier tout d'abord Dieu qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour élaborer et finir ce travail à temps.*

*Nous tenons à remercier particulièrement nos familles pour leurs attentions et encouragements tout au long de ces années, pour leur soutien et leur confiance indéfectible dans nos choix.*

*Nous tenons à remercier nos ami(e)s de nous avoir soutenus tout au long du cursus.*

*On désire aussi remercier notre promotrice Mme Baidi pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils qui ont contribué à alimenter notre réflexion.*

*Nous tenons à remercier également les  
Membres du jury d'avoir accepté  
d'examiner notre manuscrit et de soulever  
les critiques nécessaires afin d'enrichir nos  
connaissances et d'apporter un plus à  
notre travail*



*Je dédie ce travail à :*

*À mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.*

*À toute ma famille.*

*À tous mes amis(es).*

*À Mme: baidi.*

*À mon Binôme et sa famille.*

*À toute la promotion 2018 /2019.*

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

*Samir*

*Je dédie ce travail à :*

*À mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.*

*À mes très chers grands-parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie*

*À mes très chères sœurs Soumia, Djaouida et Malak*

*À mon cher frère Amine,*

*À mon beau-frère Smail*

*À mes nièces Ania et Elyne, à mon neveu Racuf*

*À mes oncles, à mes tantes*

*À toute ma famille.*

*À tous mes amis(es)*

*À mon Binôme Samir et sa famille.*

*À toute la promotion 2018 /2019.*

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

*Hassina*

# Sommaire

## Introduction Générale

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

I.1.Introduction.....	1
I.2.Description de l'ouvrage.....	1
I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	1
I.2.2. Les éléments constitutifs de l'ouvrage.....	1
I.3. Caractéristiques des matériaux.....	3
I.3.1. Le béton.....	3
I.3.2. Les aciers .....	5
I.3.3. Les états limites .....	5
I.4. Protection des armatures.....	9
I.5. Réglementation utilisée.....	9

### Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II1.Introduction.....	10
II.2. Pré-dimensionnement des Planchers.....	10
II.2.1.Les planchers en corps creux .....	10
II.2.2. Les planchers en dalle pleine .....	12
II.3. Pré-dimensionnement des poutres .....	12
II.3.1. Les poutres principales .....	14
II.3.2. Les poutres secondaires.....	14
II.3.3. Les poutres de chaînage .....	14
II.4. Pré-dimensionnement des voiles .....	14
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux .....	16
II.5.1. Détermination des charges et surcharges .....	17

II.5.2. Descente de charge.....	20
II.5.3. Loi de dégression.....	22
II.5.4. Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant.....	24
II.5.5. Vérification au flambement.....	26
II.5.6. Vérification des sections des poteaux.....	27

## **Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux**

III.1.L'acrotère .....	28
III.1.1. Dimensionnement.....	28
III.1.2. Détermination des sollicitations.....	29
III.1.3. Combinaisons de charges.....	29
III.1.4. Ferrailage de l'acrotère.....	29
III.2.Les planchers.....	36
III.2.1.Planchers en corps creux .....	36
III.2.1.1.Calcul de la dalle de compression .....	36
III.2.2Calcul des poutrelles.....	37
III.2.2.1. Calcul des armatures à l'ELU.....	47
III.2.2.2. Vérifications à l'ELU.....	48
III.2.2.3 Vérifications à l'ELS.....	51
III.3. Dalle de la salle machine.....	54
III.3.1. Introduction .....	54
III.3.2. Détermination des sollicitations.....	56
III.3.3.Calcul des armatures .....	59
III.3.4. Vérifications à l'ELU .....	60
III.3.5. Vérifications à l'ELS .....	62

III.4. Les escaliers .....	65
III.4.1. Introduction.....	65
III.4.2 Calcul des escaliers.....	65
III.4.3. Epaisseur des paillasses .....	67
III.4.4. Détermination des charges et surcharges.....	69
III.4.5. Calcul des efforts internes.....	71
III.4.6. Calcul à l'ELU.....	72
III.4.7. Vérifications à ELU.....	79
III.4.8.Calcul à ELS.....	82
III.4.9.Vérifications à ELS.....	87
III.4.10. Conclusion.....	93
III.5. La poutre palière.....	95
III.5.1. Introduction.....	95
III.5.2. Pré-dimensionnement.....	95
III.5.3 Détermination des charges et surcharges.....	96
III.5.4. Combinaisons de charges.....	97
III.5.6. Vérifications à l'ELU.....	101
III.5.7. Vérifications à l'ELS.....	108
III.5.8.Conclusion.....	111
III.6. Les balcons.....	113
III.6.1.Introduction.....	113

III.6.2. Détermination des charges et surcharges.....	113
III.6.3. Calcul à l'ELU.....	114
III.6.4. Vérifications à l'ELU.....	115
III.6.5. Vérifications à l'ELS.....	117
III.6.6. Conclusion.....	118

## **Chapitre IV: Modélisation de la structure**

IV.1. Introduction .....	120
IV.2. Définition d'un logiciel de calcul.....	120
IV.3. Les étape de la modélisation.....	120
IV.4. Étapes d'introduction des données.....	120
IV.5. Etape de chargement.....	127

## **Chapitre V: Vérification vis-à-vis des exigences du RPA 2003**

V.1. Introduction.....	134
V.2. Estimation de la période fondamentale T.....	134
V.3.Vérification de l'excentricité .....	136
V.4. Le pourcentage de la participation de la masse modale.....	138
V.5. Justification vis-à-vis de contreventement.....	138
V.6.Vérification des déplacements relatifs.....	142
V.7.Vérification de déplacement maximal.....	143
V.8.Vérification de l'effort tranchant à la base.....	145
V.8.1. Calcul de l'effort tranchant par la formule empirique du RPA.....	145
V.8.2. Détermination de la valeur de l'effort tranchant donnée par ETABS...	148
V.8.3. Vérification de la condition.....	148
V.9.Justification vis-à-vis de l'effet Delta.....	148

V.10. Vérification des efforts normaux au niveau des poteaux.....	151
V.11. Conclusion.....	152

## **Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux**

VI .I. Etude des poteaux.....	153
VI.I.1.recommandations du RPA 99 version 2003.....	154
VI.I.2.Sollicitations dans les poteaux.....	154
VI.I.3.Ferrailage à l'ELU .....	155
VI.I.4.Vérifications à l'ELU.....	158
VI.I.5.Vérification à l'ELS.....	161
VI.II. Etude des poutres.....	164
VI.II.1. Recommandations du RPA 99 vs 2003.....	164
VI.II.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU .....	165
VI.II.3. Calcul d'armatures transversales.....	167
VI.II.4: Vérification à l'ELU.....	170
VI-II.5. : Vérification à l'ELS.....	173
VI.III. Etude des voiles.....	176
VI.III.1.Exposé de la méthode de calcul.....	177
VI.III.2. Détermination des armatures.....	178
VI.III.3. Vérifications.....	180
VI.III.4. Exemple de calcul.....	181
VI.III.5. ferrailages des voiles.....	184

## **Chapitre VIII: Étude de l'infrastructure**

VII.1 Introduction.....	193
VII.2 Étude géotechnique du sol.....	193
VII.3-Choix du type de fondation.....	193

VII.3.1 Semelles filantes.....	194
VII.4 Etude du radier général.....	197
VII.4.1 Pré dimensionnement du radier.....	197
VII.4.2 détermination des sollicitations.....	199
VII.4.3 Détermination de la surface du radier.....	199
VII.4.4 Détermination des efforts à la base du radier.....	200
VII.4.5 Vérification.....	201
VII.4.6 Ferrailage du radier.....	205
VII.4.7 Vérification à l'E.L.U.....	208
VII.4.8 Calcul et vérification à l'E.L.S.....	209
VII.5 Ferrailage du débord.....	210
VII.5.1 Vérification à l'ELU.....	211
VII.5.2 Vérification à l'ELS.....	212
VII.6 Ferrailage des nervures.....	212
VII.6.1.Vérification à l'ELU.....	227
VII.6.2.Vérification à l'ELS.....	228

## **Conclusion Générale.**

## **Références bibliographiques**

# Liste des figures

## Chapitre I : Description de l'ouvrage

**Figure I-1** : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

**Figure I-2** : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

**Figure I-3** : Diagramme contraintes-déformations des aciers à l'ELU.

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

**Figure II-1** : Eléments d'un plancher en corps creux.

**Figure II-2** : Eléments d'un plancher en dalle pleine.

**Figure II-3** : Coupe d'un voile en élévation.

**Figure II-4** : Coupe de voiles en plan.

**Figure II-5** : Type de voile.

**Figure II-6** : Coupe d'un plancher terrasse en corps creux.

**Figure II-7** : Coupe d'un plancher d'étage courant en corps creux.

**Figure II-8** : Coupe transversale du mur extérieur.

**Figure II-9** : Le poteau le plus sollicité.

**Figure II-10** : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.

## Chapitre III : calcul des éléments non-structuraux

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

**Figure III-2** : Schéma statique de l'acrotère.

**Figure III-3** : Diagrammes des efforts internes.

**Figure III-4** : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

**Figure III-5** : Section rectangulaire partiellement comprimée.

**Figure III-6** : Ferrailage de l'acrotère

**Figure III-7** : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

**Figure III-8** : Dimensions de la section en T.

**Figure III-9** : Schéma statique de calcul de 1<sup>er</sup> type des poutrelles à l'ELU.

**Figure III-10** : Correction des moments sur appuis.

**Figure III-11** : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

**Figure III-12** : Ferrailage du plancher

**Figure III-13** : Schéma de l'ascenseur.

**Figure III-14**: Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen.

**Figure III-15** : Ferrailage de la dalle de la salle machine

**Figure III-16** : Terminologie d'un escalier.

**Figure III-17** : Coupe verticale de l'escalier de la structure.

**Figure III-18** : Schéma du 1<sup>er</sup> type d'escalier.

**Figure III-19** : Schéma du 2<sup>ème</sup> type d'escalier.

**Figure III-20** : Schéma statique de calcul du 1<sup>er</sup> type d'escalier à l'ELU.

**Figure III-21** : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU du 1<sup>er</sup> type.

**Figure III-22**: Schéma statique de calcul du 2<sup>ème</sup> type d'escalier à l'ELS.

**Figure III-23** : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU du 2<sup>ème</sup> type

**Figure III-24**: Schéma statique de calcul du 1<sup>er</sup> type d'escalier à l'ELS.

**Figure III-25**: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS du 1<sup>er</sup> type

**Figure III-26**: Schéma statique de calcul du 2<sup>ème</sup> type d'escalier à l'ELS.

**Figure III-27**: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS du 2<sup>ème</sup> type.

**Figure III-28** : Ferrailage d'escalier Type 1

**Figure III-29** : Ferrailage d'escalier Type 2

**Figure III-30**: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU pour le 1<sup>er</sup> type.

**Figure III-31**: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU pour le 2<sup>ème</sup> type.

**Figure III-32**: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS pour le 1<sup>er</sup> Type

**Figure III-33**: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS pour le 2<sup>ème</sup> Type

**Figure III-34**: Ferrailage de la poutre palière type 1.

**Figure III-35:** Ferrailage de la poutre palière type 2.

**Figure III-36 :** Coupe transversale d'un balcon.

**Figure III-37 :** Schéma statique de calcul du balcon à l'ELU

**Figure III-38:** Schéma statique de calcul du balcon à l'ELS.

**Figure III-39 :** Ferrailage des balcons.

## **Chapitre IV: Modélisation de la structure**

**Figure IV-1 :** Interface d'initialisation du modèle.

**Figure IV-2 :** Interface d'introduction des données générales.

**Figure IV-3 :** Interface de modification des entre-axes.

**Figure IV-4 :** Interface de modification des hauteurs d'étages.

**Figure IV-5 :** Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

**Figure IV-6 :** Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.

**Figure IV-7 :** Interfaces d'introduction des données des voiles et des dalles.

**Figure IV-8 :** Interface d'introduction des charges pour les poutres.

**Figure IV-9 :** Interface d'introduction des charges pour les dalles.

**Figure IV-10 :** Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.

**Figure IV-11 :** Interface d'introduction du spectre.

**Figure IV-12 :** Interface de définition des caractéristiques du spectre.

**Figure IV-13 :** Interface d'introduction des types d'appuis.

**Figure IV-14 :** Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique.

**Figure IV-15 :** Interface d'introduction des diaphragmes.

**Figure IV-16 :** Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.

**Figure IV-17:** Vue en 3D de la structure.

**Figure IV-18 :** Vue en plan de la structure.

## **Chapitre V: Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA**

**Figure V-1 :** Résultats des périodes donnés par le logiciel ETABS.

**Figure V-2 :** Coordonnées de centre de masse et de centre de torsion donnés par ETABS.

**Figure V-3 :** Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY données par ETABS.

**Figure V-4 :** Charges horizontales reprises par les voiles uniquement données par ETABS.

**Figure V-5 :** Spectre de réponse à réintroduire.

**Figure V-6 :** Déplacement maximal suivant X-X.

**Figure V-7 :** Déplacement maximal suivant Y-Y.

**Figure V-8 :** Efforts tranchants donnés par ETABS.

**Figure V-9 :** Poids de la structure ainsi que les valeurs de l'effort tranchant tirés de ETABS dans le sens X-X.

**Figure V-10 :** Poids de la structure ainsi que les valeurs de l'effort tranchant tirés de ETABS dans le sens Y-Y.

## **Chapitre VI: Ferrailage des éléments principaux**

**Figure VI-1 :** Section en flexion composée.

**Figure VI-2 :** Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec

**Figure VI-3 :** Représentation de la zone nodale

**Figure VI-4:** Ferrailage de poteau 45X45

**Figure VI-5 :** Ferrailage de poteau 40X40

**Figure VI-6 :** Ferrailage de poteau 35X35

**Figure VI-7:** Ferrailage de poteau 30X30

**Figure VI-8:** Longueur de la zone nodale  $L'$

**Figure VI-9 :** Ferrailage de la poutre principale en travée

**Figure VI-10:** Ferrailage de la poutre principale sur appuis

**Figure VI-11:** Ferrailage de la poutre secondaire en travée

**Figure VI-12 :** Ferrailage de la poutre secondaire sur appuis

**Figure VI-13 :** Ferrailage de la poutre de chaînage en travée

**Figure VI-14 :** Ferrailage de la poutre de chaînage sur appuis

**Figure VI-15 :** Disposition des armatures verticales dans les voiles

**Figure VI-16 :** Schéma de ferrailage d'un voile

## **Chapitre VII: Etude de l'infrastructure**

**Figure VII-1 :** Diagramme des contraintes sous le radier

**Figure VII -2 :** Périmètre utile des voiles et des poteaux.

**Figure VII-3 :** Schéma statique du débord.

**Figure VII-4:** Répartition trapézoïdale.

**Figure VII-5 :** Présentation du chargement simplifié

**Figure VII-6:** Répartition triangulaire.

**Figure VII-7 :** Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des moments fléchissant) (sens x-x).

**Figure VII-8:** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).

**Figure VII-9 :** Schéma statique de la nervure ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens x-x).

**Figure VII-10 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x).

**Figure VII-11 :** Schéma statique de la nervure ELS (utilisée pour le calcul des moments fléchissant) (sens x-x).

**Figure VII-12 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).

**Figure VII-13 :** Schéma statique de la nervure ELS (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens x-x).

**Figure VII-14 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x).

**Figure VII-15 :** Schéma statique de la nervure ELU (utilisée pour le calcul des moments fléchissant) (sens y-y).

**Figure VII-16 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU(sens y-y)..

**Figure VII-17 :** Schéma statique de la nervure ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens y-y).

**Figure VII-18 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(sens y-y).

**Figure VII-19:** Schéma statique de la nervure (utilisée pour le calcul des moments fléchissant) (sens y-y).

**Figure VII-20:** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(sens y-y).

**Figure VII-21:** Schéma statique de la nervure ELS (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens y-y).

**Figure VII-22 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELS(sens y-y).

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Description de l'ouvrage

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

**Tableau II-1** : Vérification des poutres aux conditions du RPA 99.

**Tableau II-2** : Charges permanentes du plancher de la terrasse (en corps creux).

**Tableau II-3** : Charges permanentes du plancher d'étage courant (en corps creux).

**Tableau II-4**: Détermination des charges permanentes des balcons de la terrasse (en dalle pleine).

**Tableau II-5** : Détermination des charges permanentes des balcons des étages courants (en dalle pleine).

**Tableau II-6** : Détermination des charges permanentes des murs extérieurs.

**Tableau II-7** : Détermination des charges permanentes des murs intérieurs.

**Tableau II-8** : Coefficients de dégression des surcharges.

**Tableau II-9** : Récapitulatif de la descente de charge.

**Tableau II-10** : Vérifications au flambement.

## Chapitre III : calcul des éléments

**Tableau III-1** : Tableau récapitulatif.

**Tableau III-2** : Valeurs des moments et efforts tranchants à l'ELS.

**Tableau III-3** : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.

**Tableau III-4** : Détermination du poids propre de la volée (1).

**Tableau III-5** : Détermination du poids propre du palier (1).

**Tableau III-6** : Détermination du poids propre de la volée (2).

**Tableau III-7** : Détermination du poids propre du palier (2).

## Chapitre IV: Modélisation de la structure

## Chapitre V: Vérifications vis-à-vis des exigences du RPA 2003

**Tableau V.1**: Tableau récapitulatif des périodes.

**Tableau V.2**: Vérification de l'excentricité dans le sens X-X.

**Tableau V.3:** Vérification de l'excentricité dans le sens Y-Y.  
**Tableau V.4:** Vérification de pourcentage de participation de la masse modale.  
**Tableau V.5:** Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X.  
**Tableau V-6 :** Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y.  
**Tableau V-7 :** Pourcentages des efforts verticaux.  
**Tableau V-8 :** Déplacements relatifs des portiques suivant les deux sens.  
**Tableau V-9 :** Les valeurs de pénalités  $P_q$ .  
**Tableau V-10 :** Coefficients d'amortissement donnés par le RPA99/2003.  
**Tableau V-11 :** Justification vis-à-vis de l'effet delta.

## **Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux**

**Tableau VI.1 :** Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle.  
**Tableau VI.2:** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.  
**Tableau VI.3 :** Sollicitations dans les poteaux extraites de l'ETABS.  
**Tableaux VI-4 :** Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens.  
**Tableaux VI-5 :** Vérification de la quantité d'armatures transversales.  
**Tableau VI.6:** Détermination de la zone nodale.  
**Tableau VI-7 :** Vérification des contraintes tangentielle.  
**Tableau VI-8 :** Vérifications des contraintes à l'ELS.  
**Tableaux VI-9 :** Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.  
**Tableau VI.10 :** Ferrailage des poutres principales.  
**Tableau VI.11 :** Ferrailage des poutres secondaires.  
**Tableau VI.12 :** Ferrailage des poutres de chaînage.  
**Tableau VI-13 :** Récapitulatif des espacements des poutres.  
**Tableau VI-14 :** Vérification de la contrainte tangentielle du béton.  
**Tableau VI.15 :** Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui.  
**Tableau VI.16 :** Influence de l'effort tranchant sur les armatures.  
**Tableau VI-17 :** Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement.  
**Tableau VI-18:** Vérification des contraintes à l'ELS.  
**Tableau VI .19 :** Tableau des efforts normaux.  
**Tableau VI-20 :** Caractéristiques géométriques.  
**Tableau VI.21:** Ferrailage adopté.  
**Tableau VI.22:** Ferrailage des voiles longitudinaux sur une travée de longueur de 4 m.

**Tableau VI.23:** Ferrailage des voiles transversaux sur une travée de longueur 3.25m.

**Tableau VI.24:** Ferrailage des voiles transversaux sur une travée de longueur 4m.

**Tableau VI.25:** Ferrailage des voiles transversaux sur une travée de longueur 4.25m.

**Tableau VI.26 :** Ferrailage de voile transversale d'ascenseur.

**Tableau VI.27 :** Ferrailage de voile longitudinal d'ascenseur de 2.05m de longueur.

**Tableau VI.28 :** Ferrailage de deuxième voile longitudinal d'ascenseur.

## **Chapitre VII: Etude de l'infrastructure**

**Tableau VII-1 :** Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

**Tableau VII-2 :** Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

**Tableau VII-3 :** Surface de semelles filantes sous poteaux.

**Tableau VII.4 :** vérification de la section minimal.

**Tableau VII.5 :** Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

**Tableau VII.6 :** Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

**Tableau VII.7 :** Les efforts internes dans les nervures.

**Tableau VII.8 :** Le ferrailage adopté pour la nervure.

**Tableau VII.9 :** Vérification des contraintes à l'ELS.

# Introduction général

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs en génie civils s'occupent de l'étude, la réalisation et la réhabilitations d'ouvrages de construction, d'infrastructures et de superstructures urbaines dont ils assurent la sécurité et la durabilité afin de répondre aux besoins de la société.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+10), en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commençons par la description de l'ouvrage et les caractéristiques matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au pré-dimensionnement des éléments, calcul des éléments non-structuraux, la modélisation et vérifications des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA 99/2003. Puis nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder au ferrailage des différents éléments. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

# **C**hapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

# I. Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux :

## I.1. Introduction

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage multiple (commerce, bureaux et habitation). Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, ainsi que les règlements utilisés.

## I.2. Description de l'ouvrage

Ce bâtiment comporte :

- 01 rez-de-chaussée (RDC) à usage multiple (commercial).
- 08 étages à usage d'habitation.
- 01 étage à usage commercial.
- 01 étage de bureaux.
- 01 terrasse inaccessible.
- 02 cages d'escaliers.
- 01 cage d'ascenseur.

Cet ouvrage est d'importance moyenne (groupe d'usage 02), il sera implanté à Tizi-Ouzou, une région de moyenne sismicité classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) en zone IIa .

### I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- Longueur totale : 25,00m.
- Largeur totale : 17,55m.
- Hauteur totale (sans acrotère) : 35,02m.
- Hauteur de RDC : 4,42 m.
- Hauteur d'étages : 3,06 m

### I.2.2. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

La structure est composée des éléments ci-après :

#### a. L'ossature :

Elle est constituée de portiques (poteaux et poutres) en béton armé associés à des voiles de contreventement.

#### b. Les planchers :

Aire généralement plane destinée à limiter les vibrations des étages et à assurer l'isolation thermique et phonique. On en distingue deux types :

### 1. Planchers en corps creux :

Constitués de corps creux, poutrelles préfabriquées et d'une dalle de compression.

### 2. Planchers en dalle pleine :

Prévues lorsqu'il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux et pour les consoles.

### c. Escaliers :

C'est un élément de la construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Dans notre ouvrage, les escaliers sont constitués de paillasse et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par étage.

Notons que toutes les volées sont identiques à part celle du rez-de-chaussée.

### d. La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulées surplace.

### e. Les voiles de contreventement :

Elément verticaux en béton armé, destinés à reprendre les charges horizontales dues au séisme et une partie des charges verticales

### f. Maçonnerie (le remplissage):

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons, etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles cloisons.

1. Les murs extérieurs et de séparation des appartements sont constitués de doubles cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air de 5cm qui assure l'isolation thermique (10+5+10).

2. Les murs intérieurs sont constitués de cloisons simples en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

### g. Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, faits en dalle pleine.

### h. Les revêtements :

-Carrelage (scellé) pour les planchers et les escaliers.

-Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

-Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.

-Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

### i. Coffrages :

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

### j. L'acrotère :

Elément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm.

### K. Les fondations :

Les fondations transmettent les charges engendrées par la superstructure au sol. Elles sont divisées en trois catégories (fondations superficielles, semi-profondes et profondes).

Le choix du type de fondations dépend du type d'ouvrage à fonder (Donc des charges appliquées à la fondation) et de la résistance du sol (contrainte admissible) déterminée par le rapport de sol après une étude géotechnique

### I.3. Caractéristiques des matériaux :

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

#### I.3.1. Le béton :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants, liés entre eux par du ciment.

Il est caractérisé par une bonne résistance à la compression et présente en revanche une faible résistance à la traction.

##### a. Résistance caractéristique du béton :

###### a.1. Résistance à la compression :

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de formes cylindriques de hauteur 32 cm et de diamètre 16cm (Aire de 200 cm<sup>2</sup>).

On utilise le plus souvent la valeur de cette résistance à 28 jours de maturité, celle-ci notée  $f_{c28}$ , Pour les calculs en phase de réalisation, et à partir d'elle on obtiendra ses autres valeurs à  $j$  jours, définies par : (Art A.2.1, 11/ BAEL 91 modifié 99)

Pour  $j \leq 28$  jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour  $j > 28$  jours  $\longrightarrow$  elle est prise conventionnellement égale à  $f_{cj} = f_{c28}$

Pour notre étude on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

###### a.2. Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots \dots \dots \text{(Art 2.1, 12 BAEL 91 modifiée 99)}$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dont la valeur de  $f_{cj}$  ne dépasse pas 60 MPa

Dans notre cas :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$

### a.3. Module de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young, Instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures, tandis que le module différé est utilisé pour des chargements de longue durée (cas courant), et prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement trois fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané.

$$E_{ij} = \frac{1}{3} E_{vj}$$

■ **Module de déformation instantanée :** [BAEL 91 modifiée 99 / Art. 2.1 21]

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

Pour  $j = 28 \text{ j} \longrightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$ .

■ **Module de déformation différée :** [BAEL 91 modifiée 99 / Art. 2.1 22]

Pour les charges de longue durée, le module de déformation différée est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour  $j = 28 \text{ jours} \longrightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$

### a.4. Module de déformation transversale : [BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3]

Le module de déformation transversale est donné par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

$\nu$ : Coefficient de POISSON

E : module de d'élasticité (module de Young)

### a.5. Coefficient de POISSON ( $\nu$ ):

C'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 modifiée 99]

$\nu=0$  .....pour des sollicitations à ELU

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

### I.3.2. Les aciers:

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction où le béton résiste mal ; on distingue :

- Les aciers à haute adhérence de type I. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14%.
- Les aciers à haute adhérence de type II. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%.
- Les treillis soudés sont fabriqués à partir d'acier de haute adhérence fortement écrouis, ces derniers ont une limite d'élasticité garantie de 500Mpa et un allongement à la rupture de 8%

Tous les types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young  $E_s=210000\text{MPa}$ . La déformation à la limite élastique est voisine de 2‰, en fonction de la valeur de la limite élastique.

### I.3.3. Les états limites :

On distingue deux types d'états limites à savoir :

- ELS : état limite de service.
- ELU: état limite ultime.

#### I.3.3.1. Le béton :

##### a. Calcul du béton à l'état limite de service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'état limite de service sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. C'est pour cela qu'on va adopter la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'état limite de service, pour des charges de longue durée

$E_b=E_{vj}$  et  $\nu=0,2$ .

La résistance mécanique du béton tendu est négligée [Art A.4.5, 1/BAEL91 modifiée 99].

En général, on adopte une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ( $E_a=200000\text{MPa}$  ;  $E_b\approx 13333\text{MPa}$ ).

##### b. La contrainte dans le béton à l'état limite de service :

D'après [Art 4.5, 2/ BAEL91modifiées 99] cette contrainte est limitée à :

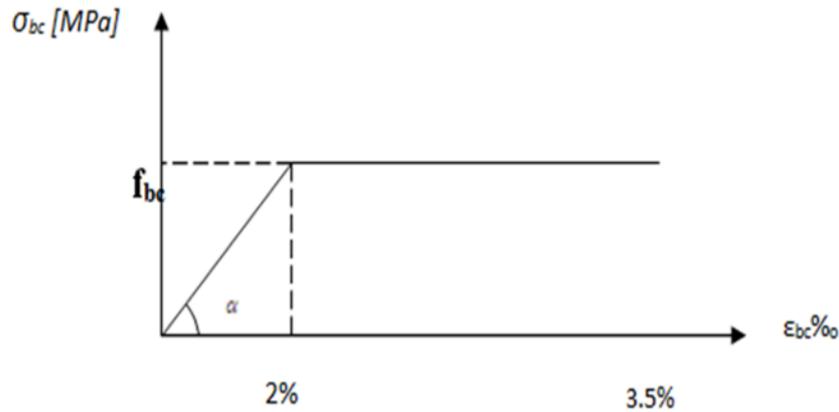
$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$$

Avec :

$\sigma_{bc}$ : contrainte admissible à l'ELS.

À  $j=28$  jours, dans notre cas  $f_{c28} = 25$  MPa  $\longrightarrow \sigma_{bc} = 0,6(25) = 15$  MPa.

La figure ci-après nous donne le comportement du béton à l'ELS :

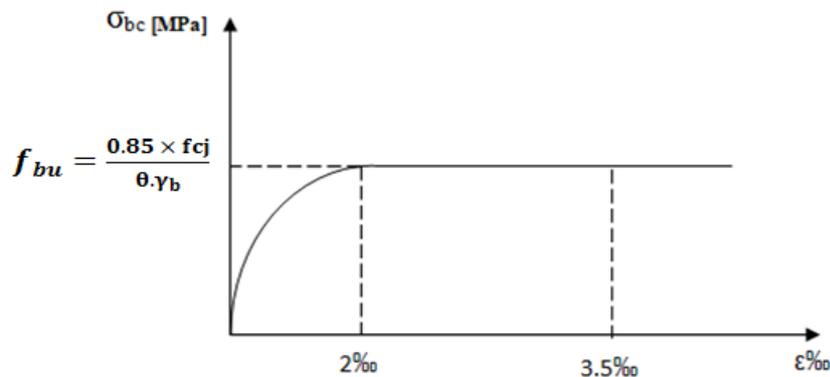


**Figure I.1 :** Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

### c. Calcul du béton à l'état limite ultime :

Cet état limite correspond à la perte d'équilibre statique, l'instabilité de forme et à la perte de résistance (rupture), ce qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

Le comportement du béton à l'ELU est donné par la courbe parabole-rectangle représentée sur le diagramme ci-après :



**Figure I.2 :** Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} [\text{MPa}] \quad (\text{Art A.4.3.41 BAEL})$$

Avec

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1,5$  si la situation est courante.

$\gamma_b = 1,15$  si la situation est accidentelle.

$\theta$  : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$  .....si  $t > 24h$  .

$\theta = 0,9$ .....si  $1h \leq t \leq 24h$  .

$\theta = 0,85$  .....si  $t < 1h$  .

$t$  : durée de l'application de la combinaison considérée.

Dans notre cas, l'application de la combinaison est durable, donc on va prendre  $\theta=1$ .

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{15} = 14,2 \text{ MPa.}$$

### I.3.3.2. Les aciers :

#### a. Calcul des aciers à l'ELS :

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

On utilise donc la loi d'élasticité de Hook. On adopte une valeur du module de Young forfaitaire  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ .

Il est indispensable de limiter l'ouverture des fissures dans le béton (risque de corrosion des aciers) pour cela on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration.

- **Fissuration peu nuisible** : Dans le cas où les aciers sont protégés, aucune limitation n'est nécessaire, [Art.4.5, 32/BAEL91 modifiées 99]

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

Avec :

$\bar{\sigma}_s$  : contrainte limite d'élasticité de l'acier ;

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

- **Fissuration préjudiciable** :

Les éléments sont exposés aux intempéries, dans ce cas la contrainte doit se limiter comme suit : [A.4.5,33/BAEL91 modifiées 99]

$$\bar{\sigma}_s = \min ( 2/3 f_e, \text{Max} [0,5 f_e; 110 (\eta f_{tj})^{1/2}] )$$

Avec :

$\eta$  coefficient de sécurité :

$\eta = 1,0$ .....pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ .....pour les hautes adhérences.

Les contraintes pour les différents aciers sont données par:

- Les aciers (HA):  $\bar{\sigma}_s = \min \{2/3 \times 400 ; \text{Max}[0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}]\} = 201,6 \text{ MPa}$
- Les aciers doux (RL):  $\bar{\sigma}_s = \min \{2/3 \times 235 ; \text{Max} [0,5 \times 235; 110 (1,0 \times 2,1)^{1/2}]\} = 156,67 \text{ MPa}$ .

### ■ Fissuration très préjudiciable :

Les éléments sont exposés aux milieux agressifs, dans ce cas, la contrainte doit se limiter comme suit : [A.4.5,34/BAEL91 modifiées 99]

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min (2/3 f_e, \text{Max}[0,5 f_e ; 110(\eta f_{tj})^{1/2}])$$

o Les aciers (HA) :  $\bar{\sigma}_s = 0,8 \min (\frac{2}{3}400; \text{Max} [ 0,5 \times 400; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2} ])$   
=161,3MPa

o Les aciers doux :  $\bar{\sigma}_s = 0,8 \min (\frac{2}{3}235; \text{Max} [ 0,5 \times 235; 110 (1,0 \times 2,1)^{1/2} ])$   
=125,3MPa

### b. Calcul des aciers à l'ELU :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élastico-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation de la figure I-4. [A.4.3,2/BAEL91 modifiées 99], où la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie  $f_{su}$  est définie par :  $F_{su} = f_e / \gamma_s$

Avec:

$\gamma_s$  est un coefficient de sécurité partiel qui vaut :

$\gamma_s = 1,0$  si la Situation est accidentelle

$\gamma_s = 1,15$  si la Situation est courante

Le diagramme ci-après représente le comportement de l'acier à l'ELU

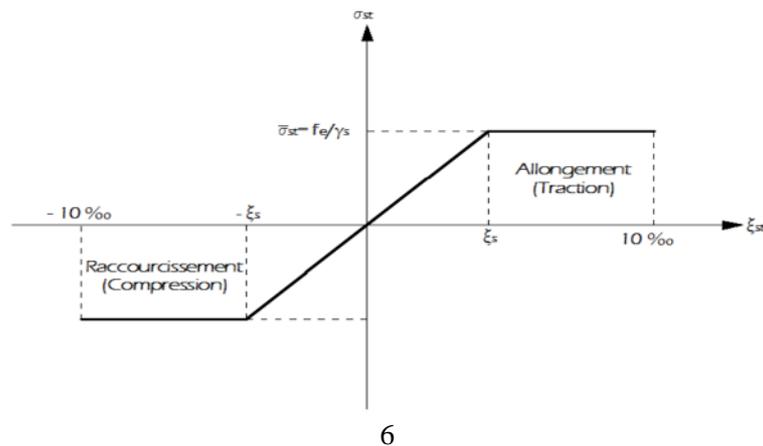


Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations des aciers à l'ELU.

## I.4. Protection des armatures :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur du béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes [Art A.7.1 /BAEL91modifiées 99] :

- **C = 5 cm** : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industries chimiques).
- **C = 3 cm** : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **C = 1cm** : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.
- Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre **C = 3 cm**.
- Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre **C = 2 cm**.

## I.5. Réglementation utilisée :

Pour nos calculs on utilise :

- **Règles BAEL 91 modifié 99** : Pour présenter les méthodes pratiques de calcul relatives aux éléments simples et aux structures de bases d'un bâtiment en béton armé
- **RPA 99 modifié en 2003** : Règlement parasismique Algérien
- **DTR BC 2.2** : Document réglementaire.
- **CBA 93**.

# **C**hapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

## II. Pré-dimensionnement des éléments :

### I.1. Introduction :

le constituant nous allons passer au pré-dimensionnement des éléments porteurs de notre bâtisse. Après avoir défini les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les voiles et les poteaux.

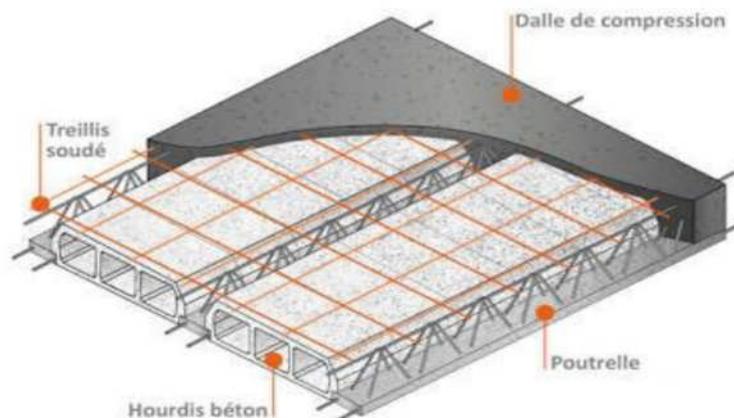
### II.2. Planchers :

Les planchers sont des aires planes séparant deux niveaux d'un bâtiment, et supportant les charges et les surcharges, ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges.
- Fonction d'isolation : les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

#### a. Les planchers en corps creux

Ils sont composés de corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui elles-mêmes reposent sur les poutres principales (sens de la petite portée), le tout complété d'une dalle de compression ferrillée par un treillis soudé.



**Figure II.1** : Eléments d'un plancher en corps creux.

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

$$h_{tp} \geq \frac{l}{22,5} \dots\dots\dots(\text{BAEL 91 version 99 art E4.8.5})$$

Avec :

$h_{tp}$  : hauteur totale de plancher.

$l$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles,

$$l=L-b$$

L : distance entre axes des poteaux.

b : largeur du poteaux, elle est prise égale à 25cm d'après les exigences de l'article **7.4.1 de RPA 99/version 2003 [13] (en zone II)**.

Dans notre cas la portée libre maximale :

$$h_{tp} \geq \frac{400-25}{22,5}$$

$$h_{tp} \geq 16,66 \text{ cm}$$

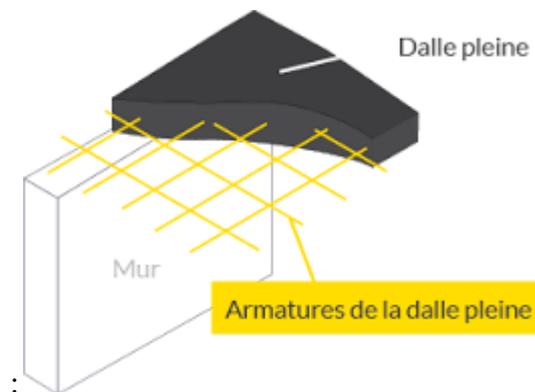
D'où  $h_{tp}=20 \text{ cm}$ , soit :

- 16cm pour l'épaisseur de corps creux.
- 4cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

### a. Les planchers 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

. Dans notre bâtiment la dalle pleine est au niveau de la salle machine, les balcons et autour de la salle machine.



**Figure II.2** : Eléments d'un plancher en dalle pleine

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- **Resistance au feu (CBA93)**

$e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de résistance au feu.

$e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17.5 \text{ cm}$  pour quatre heures de résistance au feu.

▪ **L'isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

▪ **Résistance à la flexion :**

❖  $e \geq \frac{lx}{20}$  .....Pour une dalle sur un seul appui

❖  $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$  .....Pour une dalle sur deux appuis

❖  $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$  .....Pour une dalle sur trois ou quatre appuis

**1. Dalle sur un seul appui (balcons) :**

$$e \geq \frac{140}{20} = 7\text{cm}$$

soit e=15 cm

**2. Dalle de la salle machine :**

$$\frac{205}{45} \leq e \leq \frac{205}{40}$$

$$4.5 \leq e \leq 5.125$$

▪ Finalement l'épaisseur à retenir pour les deux types de dalle est la suivante :

- Les balcons on opte pour une dalle de 15cm d'épaisseur.

-La salle machine on opte pour une dalle pleine de 15 cm d'épaisseur

**II.3. Les poutres :**

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, leurs dimensions sont déterminées en fonction de leurs portées, elles sont données par référence au BAEL 91 révisé 99 comme suit :

$$\frac{Lmax}{15} \leq h \leq \frac{Lmax}{10}$$

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

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

$L_{\max}$  : Longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis.

Les dimensions choisies de  $b$  et  $h$  doivent satisfaire les exigences de l'article 7.5.1 de RPA 99/ version 2003[13] qui sont les suivantes :

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

### II.3.1. Les poutres principales

#### a. Hauteur :

$$L_{\max} = 425 - 25 = 400\text{cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \text{ d'où : } 26,66 \leq h \leq 40 \quad \text{donc} \quad \mathbf{h=35 \text{ cm} .}$$

#### b. Largeur :

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

$$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \quad \text{d'où : } 14 \leq b \leq 24,5 \quad \text{donc} \quad \mathbf{b=25 \text{ cm}}$$

### II.3.2. Les poutres secondaires :

#### a. Hauteur

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375\text{cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad \text{d'où : } 25 \leq h \leq 37,5 \quad \text{donc} \quad \mathbf{h=30 \text{ cm} .}$$

#### b. Largeur :

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

$$0,4(30) \leq b \leq 0,7(30) \quad \text{d'où : } 12 \leq b \leq 21 \quad \text{donc} \quad \mathbf{b=25 \text{ cm} .}$$

### II.3.3. Les poutres de chaînage :

#### a. Hauteur

$$L_{\max} = 360 - 25 = 335\text{cm}$$

$$\frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \quad \text{d'où : } 22.33 \leq h \leq 33.5 \quad \text{donc } \mathbf{h=30 \text{ cm}} .$$

b. **Largeur :**

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

$$0,4(30) \leq b \leq 0,7(30) \quad \text{d'où : } 12 \leq b \leq 21 \quad \text{donc } \mathbf{b=25 \text{ cm}} .$$

### II.3.4. Vérification des exigences de l'article 7.5.1 du RPA 99[13] :

**Tableau II.1:** Vérification des poutres aux conditions du RPA 99

Conditions	Poutres-principales	Poutres-secondaires	Poutres de chaînage	Vérifié [Oui/Non]
$h \geq 30\text{cm}$	35 cm	30 cm	30	Oui
$b \geq 20\text{cm}$	25 cm	25 cm	20	Oui
$h/b \leq 4$	1,40	1,20	1.5	Oui

Finalement on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : 25x35 cm<sup>2</sup>
- Poutres secondaires : 25x30 cm<sup>2</sup>
- Poutre de chaînage : 20x30 cm<sup>2</sup>

### II.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales. D'après l'article 7.7.1 du RPA 99/modifié 2003[13], un élément est considéré comme voile, si sa longueur est au moins quatre fois supérieur à sa largeur ( $l \geq 4a$ )

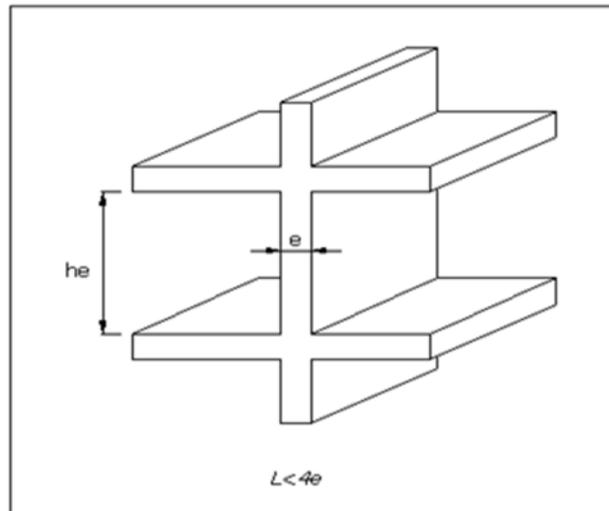


Figure II.3 : Coupe d'un voile en élévation.

D'après le même article l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure suivante :

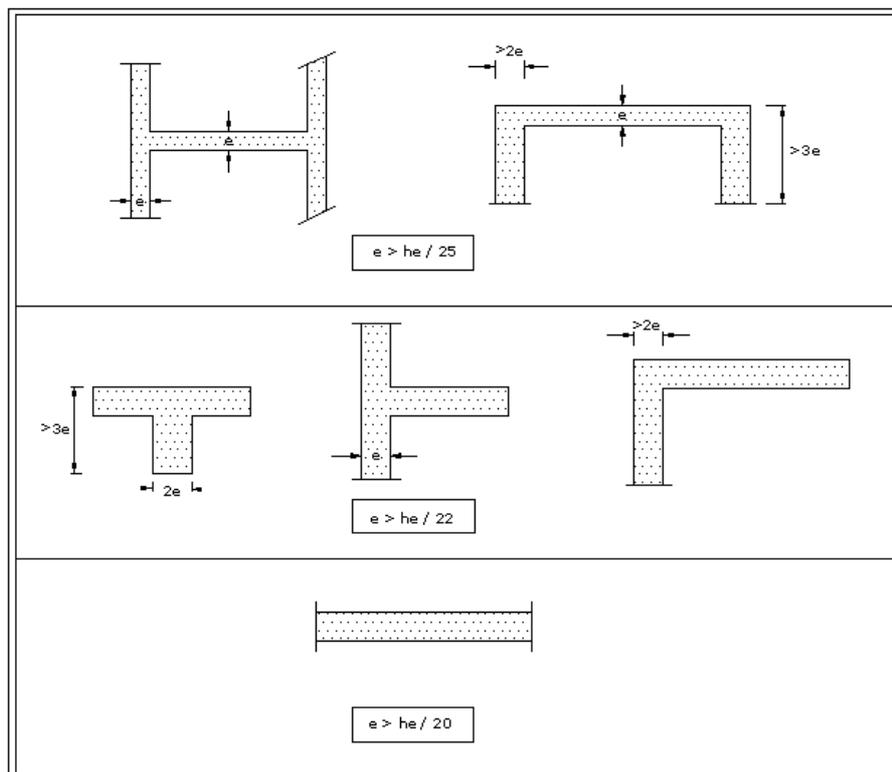


Figure II.4: Coupe de voiles en plan

- Pour le RDC :

$$h_e = h - e_p$$

$$h_e = 442 - 20$$

$$h_e = 422 \quad \text{d'où} \quad a \geq \frac{422}{20} = 21,10 \text{ cm}$$

$$\rightarrow a = 25 \text{ cm}$$

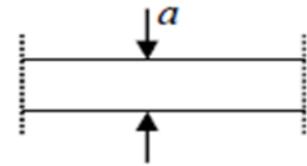


Figure II.5 : Type de voile

▪ Pour l'étage courant :

$$h_e = h - e_p$$

$$h_e = 306 - 20$$

$$h_e = 286 \quad \text{d'où} \quad a \geq \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

$$\rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

Dans notre cas on opte pour une épaisseur de voile de 20 cm pour tous les étages.

## II.5. Les poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite de service en compression simple, en considérant un effort normal  $N_s$  qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité.

Cette section transversale sera donnée par la relation suivante :

$$A_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$N_s$  : Effort de compression repris par les poteaux.

$A_p$  : Section transversale du poteau.

$G$  : Charge permanente.

$Q$  : Surcharge d'exploitation.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte limite de service de béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \longrightarrow f_{c28} = 0,6(25) = 15 \text{ MPa.}$$

L'effort normal  $N_s$  sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par le (DTR-BC.22) Selon le (RPA99, Art.7.4.1) les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow$  en zones I et II
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ .
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ .

Avec :

$(b_1, h_1)$  : dimensions de la section transversale des poteaux

he : la hauteur libre d'étage.

Notre bâtiment est implanté en zone IIa donc la section minimale à adopter c'est  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

### II.5.1. Détermination des charges et surcharges :

Dans l'objectif de pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux.....) on détermine le chargement selon le règlement :

Pour déterminer les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q nous allons nous référer au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).

#### a. Charges permanentes :

##### I. Planchers :

##### I.1. Planchers en corps creux :

##### I.1.a. Plancher terrasse (inaccessible) :

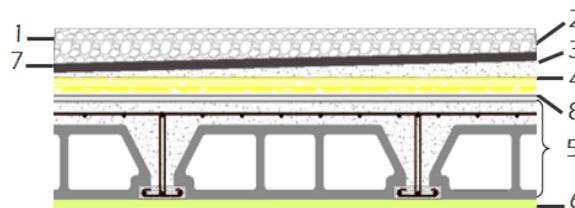


Figure II.6 : Coupe d'un plancher terrasse en corps creux.

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher de la terrasse (en corps creux).

Matériaux	Epaisseur [m]	P [KN/m3]	G [KN/m2]
1. Protection en gravillon	0,05	20	1
2. Etanchéité multicouche	0,05	02	0,1
3. Forme en pente 1%	0,1	22	2,2
4. Isolation thermique	0,04	04	0,16
5. Dalle en corps creux	0,16+0,04	14,25	2,85
6. Enduit plâtre	0,02	10	0,2
7. Couche de papier kraft	-	-	0,01
8. Couche de par vapeur	-	-	0,01
$\sum G_T = T_{\text{terrasse}}$			6,53

## I.1.b. Plancher étage courant :

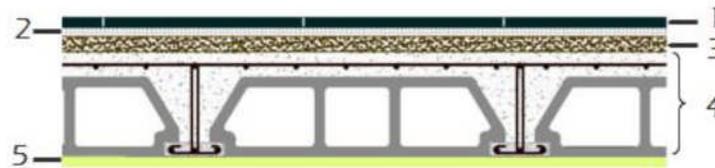


Figure II.7 : Coupe d'un plancher d'étage courant en corps creux

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher d'étage courant (en corps creux).

Matériaux	Epaisseur [m]	P [KN/m3]	G [KN/m2]
1. Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2. Mortier de pose	0,02	20	0,4
3. Lit de sable	0,03	18	0,54
4. Plancher en corps creux	0,16+0,04	14,25	2,85
5. Enduit plâtre	0,02	10	0,2
6. Cloison de séparation	0,1	10	1
$\sum G_T = G_{\text{étage}}$			5,43

## II. Les balcons :

Ils sont réalisés en dalle pleine d'une épaisseur de 15 cm

## II.1. Les balcons de la terrasse (Inaccessible) :

Tableau II.4 : Détermination des charges permanentes des balcons de la terrasse (en dalle pleine) :

Matériaux	Epaisseur [m]	P [KN/m3]	G [KN/m2]
1. Protection en gravillon	0,05	20	1
2. Etanchéité multicouche	0,05	02	0,1
3. Forme de pente 1%	0,1	22	2,2
4. Isolation thermique	0,04	04	0,16
5. Dalle pleine	0,15	25	3,75
6. Enduit plâtre	0,02	10	0,2
$\sum G_T = G_{\text{balcons-t}}$			7,41

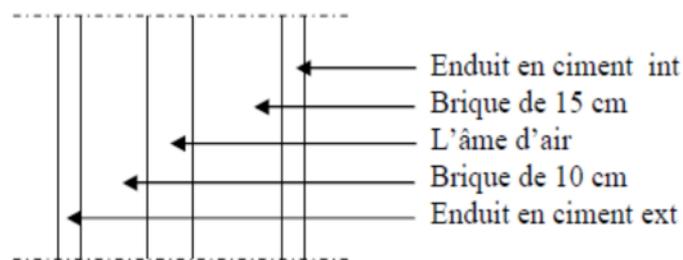
**II.2. Les balcons des étages courants :**

**Tableau II.5 :** Détermination des charges permanentes des balcons des étages courants (en dalle pleine) :

Matériaux	Epaisseur [m]	P [KN/m3]	G [KN/m2]
1. Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Lit de sable	0,03	18	0,54
4. Dalle pleine	0,15	25	3,75
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
$\Sigma G_T = G_{\text{balcons-é}}$			5,33

**III. Les maçonneries :**

**III.1. Murs extérieurs :**



**Figure II.8 :** Coupe transversale du mur extérieur.

**Tableau II.6:** Détermination des charges permanentes des murs extérieurs.

Matériaux	Epaisseur [m]	P [KN/m3]	G [KN/m2]
1. Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2. Brique creuse	0,1	09	0,9
3. lame d'air	0,05	-	-
4. Brique creuse	0,1	09	0,9
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
$\Sigma G_T = G_{\text{murs-ex}}$			2,36

**III.2.Murs intérieurs :**

En briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

**Tableau II.7 : Détermination des charges permanentes des murs intérieurs.**

Matériaux	Epaisseur [m]	P [KN/m3]	G [KN/m2]
1. Enduit plâtre	0,02	10,00	0,2
2. Briques creuses	0,10	9,00	0,9
3. Enduit plâtre	0,02	10,00	0,2
$\sum G_T = G_{murs-in}$			1,30

**II.4.1.b. Surcharges d'exploitation :**

- Plancher terrasse (Inaccessible).....1,00 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher étage courant (Habitation).....1,50 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher étage courant à usage administratif.....2,5 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher étage courant à usage commercial.....2.5KN/m<sup>2</sup>
- Plancher RDC à usage commercial.....2.5 KN/m<sup>2</sup>
- Balcons.....  
...3,50 KN/m<sup>2</sup>
- Escalier.....  
...2,50 KN/m<sup>2</sup>
- Acrotère.....  
...1,00 KN/m<sup>2</sup>

**II.5.2. Descente de charge :**

La descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

Généralement les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile) appelées surfaces d'influence.

**a. Surface du poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage, c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme le montre la figure ci-dessous

Avec

S : la surface supportée par le poteau le plus défavorable

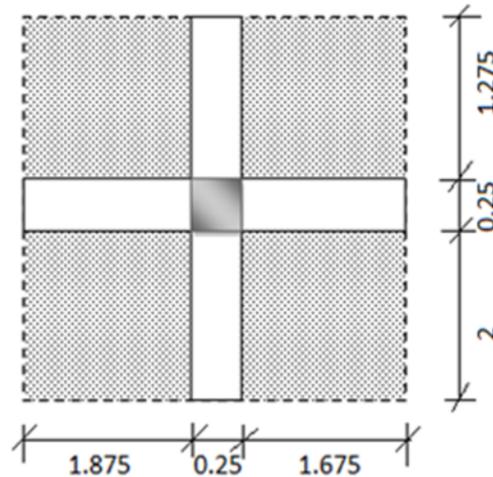


Figure II.9 : Le poteau le plus sollicité

$$S = (1,875 + 1,675) \times 2 + (1,875 + 1,675) \times 1,275 = 11,626 \text{ m}^2$$

**b. Poids Propre des éléments :**

- Planchers :

Plancher terrasse :  $T_{\text{terrasse}} = 6,53 \times 11,626 = 75,917 \text{ KN}$ .

Plancher courant :  $G_{\text{é-c}} = 5,43 \times 11,626 = 63,129 \text{ KN}$ .

- Poutres :

Poutres principales :  $G_{\text{pp}} = (0,25 \times 0,35) \times 3,525 \times 25 = 7,710 \text{ KN}$ .

Poutres secondaires :  $G_{\text{ps}} = (0,25 \times 0,30) \times 3,55 \times 25 = 6,656 \text{ KN}$ .

Donc le poids le poids propre total des poutres est  $G_p = G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} = 14,366 \text{ KN}$ .

- Poteaux :

Poteaux de RDC :  $G_p = (0,25 \times 0,25) \times 4,42 \times 25 = 6,906$

Poteaux d'étage courant :  $G_p = (0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,781$

- Surcharges d'exploitations :
  - Terrasse inaccessible :  $T_{\text{terrasse}} = Q_0 = (3,525 \times 3,8) \times 1 = 13,395 \text{ KN}$
  - Etage courant :  $Q_{\text{Et}} = Q_1 = Q_2 = \dots \dots \dots Q_8 = 11,626 \times 1,5 = 17,439 \text{ KN}$
  - Etage courant à usage administratif :  $Q_9 = 11,626 \times 2,5 = 29,065 \text{ KN}$
  - Etage courant à usage commercial et RDC à usage commercial :  $Q_{10} = Q_{11} = 11,626 \times 5 = 58,130 \text{ KN}$

**II.5.3. Loi de dégression :**

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des charges d'exploitations aux bâtiments à grands nombres d'étages ( $n \geq 5$ ).

La loi de dégression est :

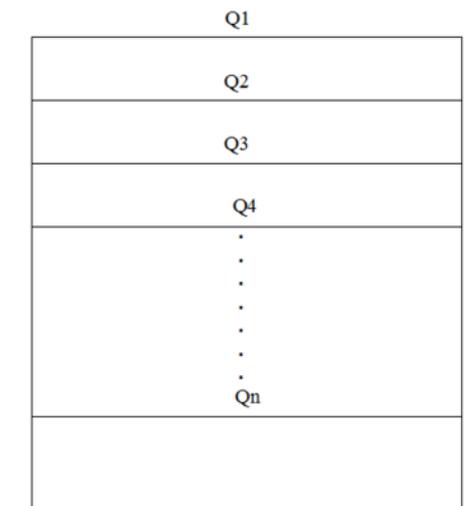
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5$$

$Q_0$ : charge d'exploitation à terrasse inaccessible.

$Q_i$ : charge d'exploitation d'étage  $i$ .

$n$  : nombres d'étages du haut vers le bas.

$Q_n$ : charge d'exploitation à l'étage  $n$  en tenant compte de la dégression des surcharges.



**Tableau II.8 :** Coefficients de dégression des surcharges

<b>Niveaux</b>	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
<b>Coefficients</b>	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666	0,65

- Les surcharges cumulées :

$$10^{\text{ème}} = Q_0$$

$$09^{\text{ème}} = Q_0 + Q_1$$

$$08^{\text{ème}} = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$$

$$07^{\text{ème}} = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$06^{\text{ème}} = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$05^{\text{ème}} = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$04^{\text{ème}} = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$03^{\text{ème}} = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$02^{\text{ème}} = Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$01^{\text{ème}} = Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

$$\text{RDC} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$$

- Application numérique :

$$10^{\text{ème}} = Q_0 = 13,395$$

$$09^{\text{ème}} = Q_0 + Q_1 = 13,395 + 17,439 = 30,834 \text{ KN}$$

$$08^{\text{ème}} = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 13,395 + 0,95(17,439 \times 2) = 46,529 \text{ KN}$$

$$07^{\text{ème}} = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13,395 + 0,90(17,439 \times 3) = 60,480 \text{ KN}$$

$$06^{\text{ème}} = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13,395 + 0,85(17,439 \times 4) = 72,687 \text{ KN}$$

$$05^{\text{ème}} = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13,395 + 0,80(17,439 \times 5) = 83,151 \text{ KN}$$

$$04^{\text{ème}} = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13,395 + 0,75(17,439 \times 6) = 91,870 \text{ KN}$$

$$03^{\text{ème}} = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13,395 + 0,714(17,439 \times 7) = 100,555 \text{ KN}$$

$$02^{\text{ème}} = Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 13,395 + 0,687(17,439 \times 8) = 109,239 \text{ KN}$$

$$01^{\text{ème}} = Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 13,395 + 0,666[(17,439 \times 8) + 29,065] = 125,667 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{RDC} &= Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 13,395 + 0,65[(17,439 \times 8) + 29,065 + 58,130] \\ &= 160,754 \text{ KN} \end{aligned}$$

Tableau II.9 : Récapitulatif de la descente de charge

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal $N=G_c+Q_c$ [KN]	Sections de poteaux [cm <sup>2</sup> ]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	$G_{totale}$	$G_{cumulée}$	$Q_i$	$Q_{cumulée}$		Section trouvée	Section adoptée
<b>10</b>	75,917	14,366	00	90,283	90,283	13,395	13,395	103,678	69.118	30x30
<b>09</b>	63,290	14,366	4.781	82.437	172.720	30,834	44,229	216.949	144.632	30x30
<b>08</b>	63,290	14,366	4.781	82.437	255.157	46,529	90,758	354.915	236.610	30x30
<b>07</b>	63,290	14,366	4.781	82.437	337.594	60,480	151,238	488.832	325.888	35x35
<b>06</b>	63,290	14,366	4.781	82.437	420.031	72,687	223,925	643.956	429.304	35x35
<b>05</b>	63,290	14,366	4.781	82.437	502.468	83,151	307,076	809.544	539.696	35x35
<b>04</b>	63,290	14,366	4.781	82.437	584.905	91,870	398,846	983.751	655.834	40x40
<b>03</b>	63,290	14,366	4.781	82.437	667.342	100,555	499,501	1166.843	777.895	40x40
<b>02</b>	63,290	14,366	4.781	82.437	749.779	109,239	608,740	1358.519	905.679	40x40
<b>01</b>	63,290	14,366	4.781	82.437	832.216	125,667	734,407	1566.623	1044.415	45x45
<b>RDC</b>	63,290	14,366	6.906	84.562	916.778	160,754	895,161	1811.939	1207.959	45x45

#### II.5.4. Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant :

Les sections données par le calcul de la descente des charges sont faibles par rapport à celles exigées par le RPA

Il convient de vérifier pour les portiques participants au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1,25.(RPA 99 / 2003 art 7.6.2 )

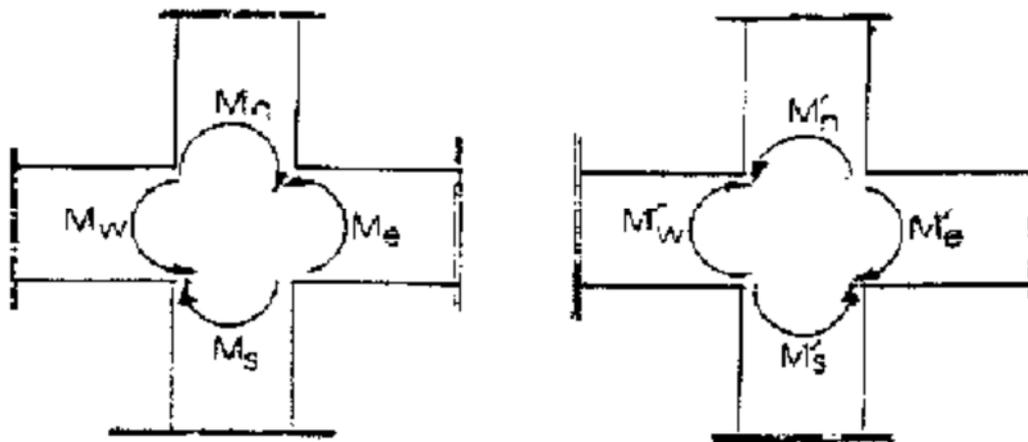


Figure II.10 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

On a :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

Avec :

$M_n$  et  $M_s$  : moments fléchissant résistants dans les poteaux

$M_w$  et  $M_e$  : moments fléchissant dans les poutres

A ce niveau de calcul les moments résultants ne sont pas encore connus donc on peut les approcher par :

$$\sigma = \frac{Mv}{I} \quad M = \frac{\sigma I}{v}$$

$$\left( \frac{\sigma I_{pot}}{v} + \frac{\sigma I_{pot}}{v} \right) \geq 1.25 \left( \frac{\sigma I_{poutres}}{v} + \frac{\sigma I_{poutres}}{v} \right)$$

$$I_{pot} \geq 1.25 I_{poutre}$$

On a la section de poutre principale qui est de (25 X 30) :

$$I_{poutre} = (0.25 \times 0.35^3) / 12 = 8.932 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Les poteaux sont de section carrée donc :

$$I_{pot} = \frac{a^4}{12} \geq 1.25 (8.932 \times 10^{-4})$$

$$a \geq \sqrt[4]{12 \times 1.25 \times (8.932 \times 10^{-4})}$$

$$a \geq 0.34 \text{ m}$$

$$a = 34 \text{ cm}$$

### II.5.5. Vérification au flambement :

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément élancé sous l'effet d'une compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

- Pour éviter le risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50.$$

Avec :

- $\lambda$  : Élancement du poteau.
- $l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$ , donnée par l'article **B.8.3,3 du BAEL 91**). [14]
- $l_0$  : Longueur libre du poteau.
- $i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ).
- $I$  : Moment d'inertie du poteau ( $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$  ; pour une section carrée :  $I = \frac{b^4}{12}$ ).
- $S$  : Section transversale du poteau ( $S = b \cdot h$  ; pour une section carrée :  $S = b^2$ ).

D'où :

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{12}{b^2}}} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot \frac{l_0}{b} = 2.425 \cdot \frac{l_0}{b}$$

Pour le RDC :

$$l_0 = 442 - 20 = 422 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 2.425 \cdot \frac{l_0}{b} = 1023,35 \cdot \frac{1}{b}$$

Pour les étages courants :

$$l_0 = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 2.425 \cdot \frac{l_0}{b} = 693,55 \cdot \frac{1}{b}$$

Tableau II.10 : Vérifications au flambement

Sections des poteaux en fonction des niveaux [cm <sup>2</sup> ]	Elancement du poteau [λ]	Condition vérifiée [Oui /Non]
[45x45] RDC	22.741	Oui
[45x45] 1 <sup>er</sup> étage	15.412	Oui
[40x40] 2 <sup>ème</sup> étage, 3 <sup>ème</sup> étage, 4 <sup>ème</sup> étage	17.338	Oui
[35x35] 5 <sup>ème</sup> étage, 6 <sup>ème</sup> étage, 7 <sup>ème</sup> étage	19.815	Oui
[30x30] 8 <sup>ème</sup> étage, 9 <sup>ème</sup> étage, 10 <sup>ème</sup> étage	23.118	Oui

II.5.6. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99 :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  en zone IIa .....  
 $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$  .....  
 vérifiées  
 $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$  .....

} Conditions

**Conclusion :**

On adopte pour les poteaux les sections suivantes :

- RDC ,1<sup>er</sup> étage → (45x45) cm<sup>2</sup>
- 2<sup>ème</sup> étage, 3<sup>ème</sup> étage 4<sup>ème</sup> étage → (40x40) cm<sup>2</sup>
- 5<sup>ème</sup> étage, 6<sup>ème</sup> étage, 7<sup>ème</sup> étage → (35x35) cm<sup>2</sup>
- 8<sup>ème</sup> étage, 9<sup>ème</sup> étage, 10<sup>ème</sup> étage → (30x30) cm<sup>2</sup>

# **C**hapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

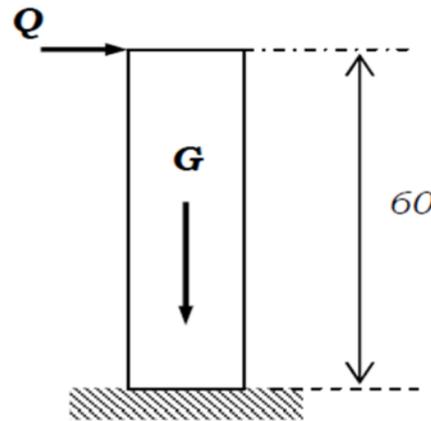
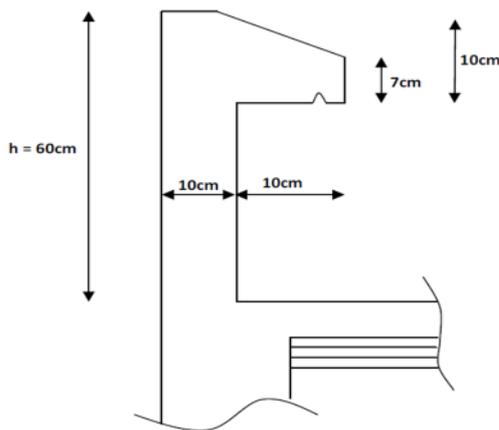
### III. Calcul des éléments non structuraux

Après avoir pré dimensionner les éléments de la structure on fera l'étude des éléments de bâtiment qui peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL-91/modifié 99 et RPA 99/ version 2003.

#### III.1. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau de plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) du à son poids propre et un effort horizontal (Q= 1kN) du à la main courante qui engendre un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.



**Figure III.1** : Coupe verticale de l'acrotère      **Figure III.2** : Schémastatique de l'acrotère

##### III.1.1. Dimensionnement

- Hauteur :  $h = 60$  cm.
- Épaisseur :  $h_0 = 10$  cm.
- Enrobage:  $c = c' = 3$  cm.

$$\text{Surface totale: } S = [(60 \times 10) + (10 \times 7) + ((10 \times 3) / 2)] = 685 \text{ cm}^2 \longrightarrow S = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre : } G = \rho \times S = 25 \times 0,0685 = 1,712 \text{ kN/ml}$$

Avec :

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$\rho$ : Masse volumique de béton.

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

### III.1.2. Détermination des sollicitations

- Effort normal dû au poids propre :  $N_G=G.1\text{ml}= 1,712 \text{ KN}$
- Effort tranchant :  $T=Q.1\text{ml}=1 \text{ kN}$
- Moment de renversement dû à G :  $M_G= 0$
- Moment de renversement dû à Q :  $M_Q = Q.h.\text{ml} = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

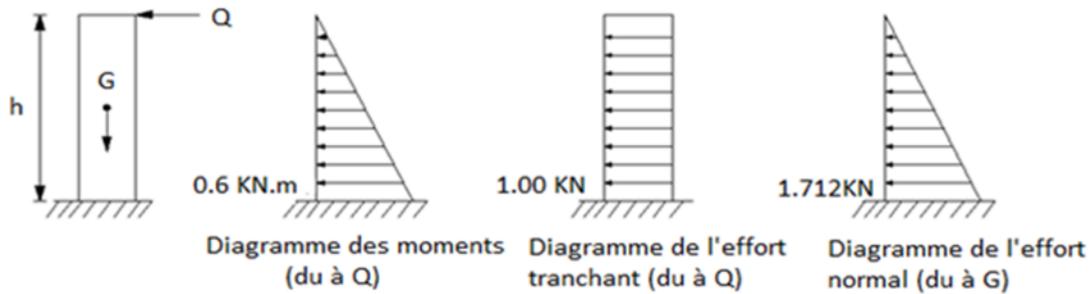


Figure III.3 : Diagrammes des efforts internes

### III.1.3. Combinaisons de charges

#### ▪ À l'ELU

$$q_u= 1.35G + 1.5Q.$$

- . Effort normal de compression :  $N_u = 1.35 N_G+ 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.712 = 2.311 \text{ KN}$
- . Effort tranchant :  $T_u= 1.5XT= 1.5 \text{ kN.}$
- . Moment de renversement :  $M_u = 1.35 M_G + 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m.}$

#### ▪ À l'ELS

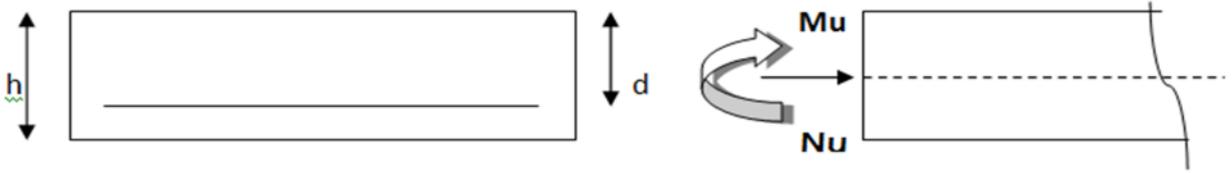
$$q_s= G+Q.$$

- . Effort normal de compression :  $N_s=N_G + N_Q= 1.712 = 1.712 \text{ KN}$
- . Effort tranchant :  $T_s= T= 1 \text{ kN.}$
- . Moment de renversement :  $M_s= M_G + M_Q = 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

### III.1.4. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section ( $b \times h$ )  $\text{cm}^2$  soumise à un effort normal Net un moment de renversement M.

- Le calcul se fera à l'ELU puis vérifier à l'ELS.



**Figure III.4 :** Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$h$  : Epaisseur de la section : 10cm

$b$  : largeur de la section : 100cm

$c$  et  $c'$  : Enrobage : 2cm

$d = h - c$  : Hauteur utile.

### III.1.4.1. Calcul des armatures à l'ELU

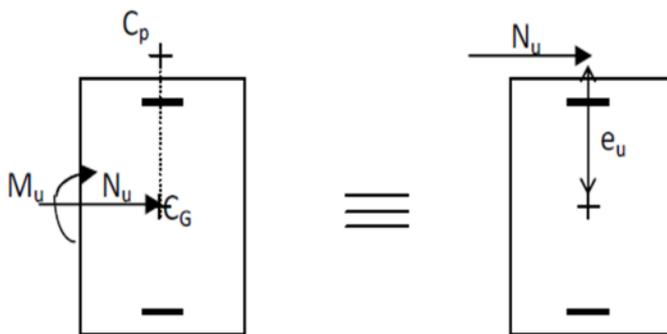
#### Position de centre de pression $C_p$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.311} = 0.389 \text{ m} = 38.9 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_u = 38.9 \geq \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} \longrightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Le centre de pression ( $C_p$ ) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.



**Figure III.5 :** Section rectangulaire partiellement comprimée

D'où l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis passer à la flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

### a. Calcul en flexion simple

#### ■ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times a$$

Avec

a : distance entre le (cp) et le centre de gravité (CG) des armatures tendues.

$$A = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$a = 38.9 + 2 = 40.9 \text{ cm}$$

$$M_f = 2.311 \times 0.409 = 0.945 \text{ KN.m} \longrightarrow \mathbf{M_f = 0.945 \text{ KN.m}}$$

#### ■ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

avec :

0.85 : condition de travail

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à 28 jours (25MPa)

$\theta$  : dépend de la durée d'application de la charge, dans notre cas on le prend égal à 1 ( $t > 24h$ )

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, on le prend égale à 1.5 (situation courante).

$$\mu_u = \frac{0.945 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.20} = 0.0104$$

$$\mathbf{\mu_u = 0.0104}$$

$$\mu_u = 0.0104 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

#### ■ Armatures fictives :

$$\mu_u = 0.0104 \longrightarrow \beta = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.945 \times 10^6}{0.995 \times 80 \times 348} = 34.11 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{A_f = 0.3411 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

## b. Calcul en flexion composée

## ■ Armatures réelles :

$$A_u = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 34.11 - \frac{2.311 \times 10^3}{348} = 27.46 \text{ mm}^2 = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.27 \text{ cm}^2$$

## c. Vérification à l'ELU :

## ■ Vérification de la condition de non fragilité de béton (BAEL 91 modifiée 99/Art. A.4.2.1) :

$$A_u > A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.712} = 0.350 \text{ m} \longrightarrow e_s = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \left[ \frac{35 - 0.45(8)}{35 - 0.185(8)} \right]$$

$$A_{\min} = 0.904 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.904 \text{ cm}^2 > A_u = 0.27 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on admettra la section minimale comme une section réelle

$$A_u = A_{\min} = 0.904 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_u = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

## ■ Armatures de répartition :

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

$$\text{Donc } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } St = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

■ **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art A.5.2.1 BAEL 91 modifié 99]:**

La fissuration étant préjudiciable, le BAEL91/ modifié 99 nous recommande de vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,0187 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0,0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

■ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement [Art. A.6.1, 3 BAEL 91 modifié 99]:**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\cdot \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Ou :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1,5$  (Barres de haute adhérence).

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\cdot \tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \times \sum \mu_i}$$

ou :

$\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,53 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,53} = 0,207 \text{ MPa.}$$

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

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

■ **Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée 99/ Art 6.1 ,221) [14] :**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25$  MPa, la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$l_s = 35\phi = 35 \times 0.8 = 28 \text{ cm.}$$

Donc la longueur de scellement droite est prise égale à :  $l_s = 30$  cm.

### III.1.4.2. Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries (mauvais temps), donc la fissuration est considéré comme préjudiciable, on doit vérifier que :

#### 1. Contraintes dans les aciers

On doit vérifier que :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{ 266.66; 201.63 \}$$

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

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

Avec :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.251$  :  $\beta_1 = 0.920$  ;  $K_1 = 47.50$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 2.01 \times 10^2} = 40.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée. Donc la section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

#### 2. Contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{40.55}{47.50} = 0.853 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.853 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

### 3. Résistance de l'acrotère au séisme (RPA 91 art-A.6.2.3) :

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

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 suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage (zone IIa groupe 2)

$C_p$  : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

$W_p$  = poids propre de l'acrotère

On a :

$$A = 0.15 \quad C_p = 0.8 \text{ (élément en console)} \quad W_p = 1.712 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.821 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.821 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (du à la main courante) supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera ainsi pour le ferrailage les armatures calculées précédemment :

-Armatures principales : 4HA8 avec  $St = 25 \text{ cm}$

-Armatures de répartition 4HA8 avec  $St = 20 \text{ cm}$

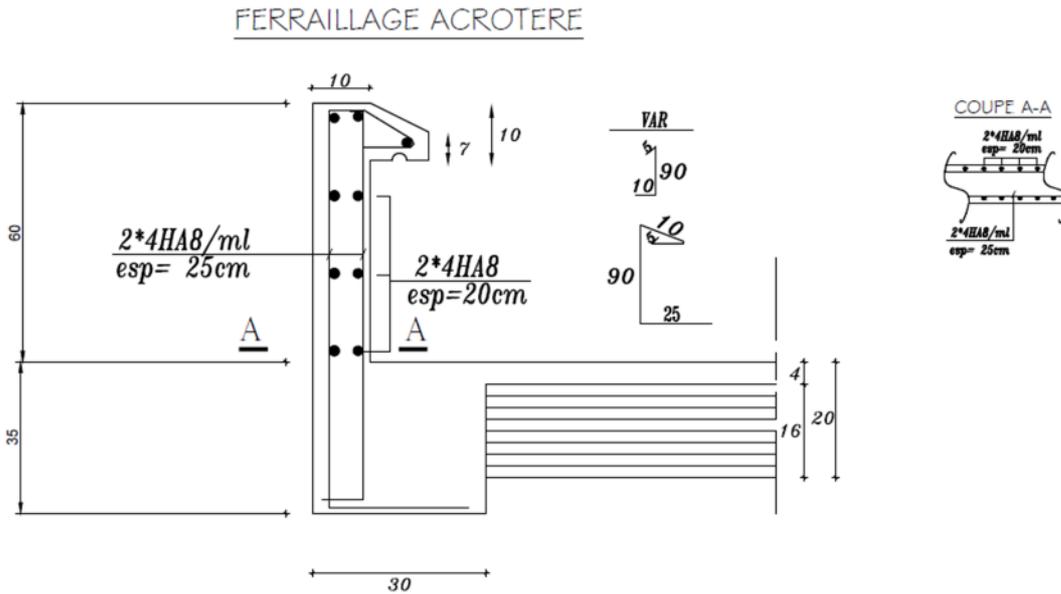


Figure III.6 : Ferrailage de l’acrotère

### III.2. Les planchers

Un plancher est une aire généralement plane destinée à limiter les étages et à assurer l’isolation thermique et phonique

#### III.2.1. Planchers en corps creux :

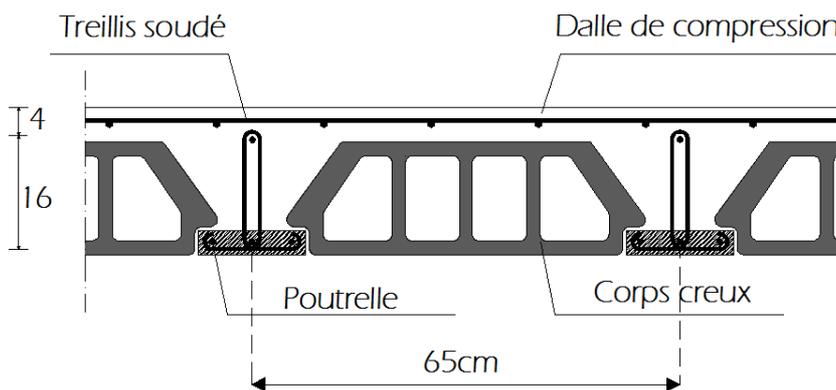


Figure III.7: Coupe transversale d’un plancher en corps creux

##### III.2.1.1. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de « 4 cm » d’épaisseur, armée d’un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder :

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

**a. Calcul des armatures:**

■ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

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

Avec :

- l : Distance en centimètres entre axes des poutrelles (50 cm < l < 80 cm)
- f<sub>e</sub> : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (f<sub>e</sub> = 520 MPa).

D'où :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{\perp} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

■ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{//} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**III.2.1.2. Calcul des poutrelles :**

Les poutrelles préfabriquées sont disposées suivant le sens de la plus petite portée. Le calcul quant à lui, se fait en deux étapes :

**a. 1ère étape : Avant le coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyé sur ses deux extrémités (les deux poutres principales), elle est soumise au chargement suivant :

- Son poids propre
- Le poids du corps creux
- Poids de l'ouvrier estimé à 100 kg.

▪ **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$ .

Poids du corps creux :  $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.617 \text{ kN/ml}$ .

$$\longrightarrow G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.617 = 0.74 \text{ kN/ml}$$

▪ **Surcharge d'exploitation :**

Poids de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$

▪ **Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

▪ **Calcul de moment max en travée :**

$$M_o = M_{\max} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.75)^2}{8} = 4.394 \text{ kN.m}$$

▪ **Calcul de l'effort tranchant max en travée :**

$$T_{\max} = \frac{qu \times l}{8} = \frac{2.5 \times 3.75}{8} = 1.171 \text{ KN}$$

▪ **Calcul des armatures :**

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes :

$b = 12 \text{ cm}$  ;  $h = 4 \text{ cm}$  ;  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ .

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

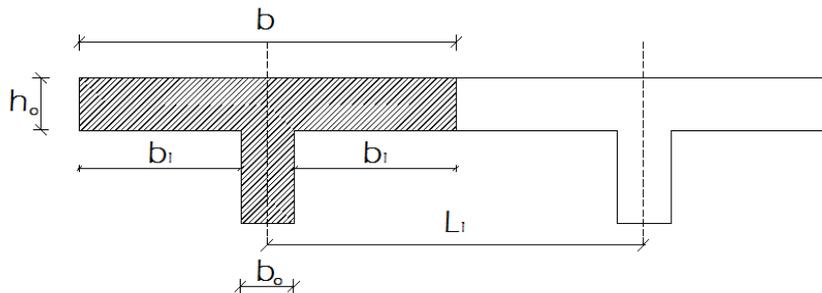
$$\mu = \frac{M_o}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.394 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 6.446 > \mu_l = 0.392$$

La section est doublement armée.

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est impossible de les placer il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

**b. 2<sup>ème</sup> étape : Après le coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera calculée comme une poutre continue de section en T reposant sur plusieurs appuis, les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles. 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.



**Figure III.8** Dimensions de la section en T

**Où :**

- .  $L_1$  : Longueur entre axes des poutrelles ( $L_1 = 65$  cm).
- .  $b_o$  : Largeur de la nervure ( $b_o = 12$  cm).
- .  $h_o$  : Épaisseur de la dalle de compression ( $h_o = 12$  cm).
- .  $b_1$  : Largeur des hourdis de chaque côté de la nervure ( $b_1 = 26.5$  cm)

■ **Détermination des sollicitations et des combinaisons des charges :**

Nous considérons pour nos calculs le plancher qui représente le cas le plus défavorable et pour cela on compare les deux cas suivants :

**a. Plancher terrasse inaccessible :**

- Poids propre du plancher :  $G = 6.53 \times 0.65 = 4.245$  kN/ml
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \times 0.65 = 0.65$  kN/ml.
- A l'ELU :  $q_{u1} = 1.35 \times 4.245 + 1.5 \times 0.65 = 6.71$  kN/ml.
- A l'ELS :  $q_{s1} = 4.245 + 0.65 = 4.9$  kN/ml

**b. Plancher d'étage courant qui supporte le plus grand chargement (Plancher RDC) :**

- Poids propre du plancher :  $G = 5.43 \times 0.65 = 3.529$  kN/ml
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \times 0.65 = 1,625$  kN/ml
- A l'ELU :  $q_{u1} = 1.35 \times 3.529 + 1.5 \times 1,625 = 7,202$  kN/ml.

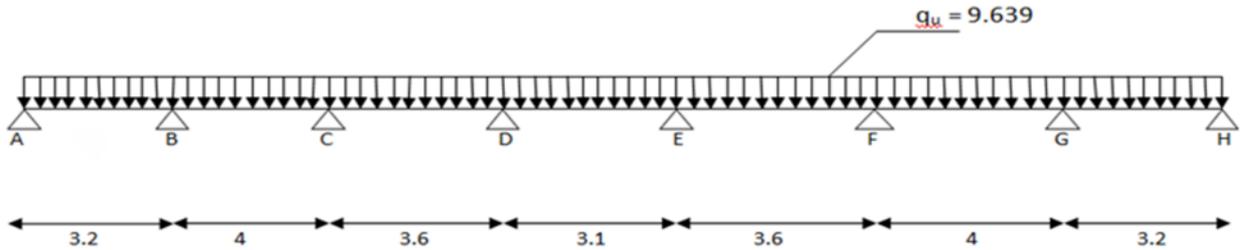
$$\cdot \text{ A l'ELS : } q_{s1} = 3.529 + 1,625 = 5,154 \text{ kN/ml}$$

Donc l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable (Poutrelles du plancher RDC) et la section d'armatures obtenue sera généralisée pour toutes les autres poutrelles.

### Remarque :

Nos planchers comportent 6 types de poutrelles

### La poutrelle la plus défavorable :



**Figure III.9** : Schéma statique de calcul de 1<sup>er</sup> type des poutrelles à l'ELU

### ■ Détermination des efforts internes :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher à l'aide de l'une de ces méthodes usuelles :

1. Méthode forfaitaire.
2. Méthode de Caquot.
3. Méthode des trois moments.

### Méthode forfaitaire :

Cette méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant  $M_0$ .

Elle n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont satisfaites :

1. Planchers à charge d'exploitation modérée, où :  $Q \leq (5 \text{ kN/m}^2 ; 2G)$ .
2. Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.
4. Cas de fissuration non préjudiciable

### ■ Exposition de la méthode forfaitaire:

Soit :

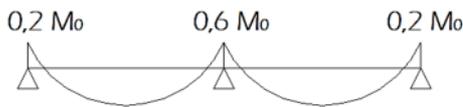
- $\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeur non pondérées, où :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_o$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans une travée indépendante.
- $M_t$  : La valeur maximale du moment dans la travée considérée, où :
- $M_t \geq \max\left[\max[(1+0.3\alpha)M_o; 1.05M_o] - \frac{M_w - M_e}{2}; \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_o\right]$  . Dans une travée de rive.
- $M_t \geq \max\left[\max[(1+0.3\alpha)M_o; 1.05M_o] - \frac{M_w - M_e}{2}; \frac{1+0.3\alpha}{2} M_o\right]$  . Dans une travée intermédiaire.

Avec :

$M_w$  et  $M_e$  : Sont respectivement, les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis sera au moins égale à :

**Cas de deux travées :**



**Cas de trois travées :**



**Cas de plus de trois travées :**



La valeur des efforts tranchants est obtenue à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{2} + \frac{q.l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{2} - \frac{q.l}{2}$$

■ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1. Les charges et les surcharges reprises par le plancher considéré (plancher RDC) sont :

$$G = 5.43 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max \{2G = 10.86 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2\}$$

—————> Condition vérifiée.

2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

—————> Condition vérifiée.

3. Les travées successives sont d'un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

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

$$0.8 \leq \frac{3.20}{4} = 0.8 \leq 1.25 ; 0.8 \leq \frac{4}{3.6} = 1.11 \leq 1.25 ; 0.8 \leq \frac{3.60}{3.10} = 1.16 \leq 1.25 ; 0.8 \leq \frac{3.10}{3.60} = 0.86 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.60}{4} = 0.9 \leq 1.25 ; 0.8 \leq \frac{4}{3.20} = 1.25 \leq 1.25$$

—————> Condition vérifiée

4. La fissuration est non préjudiciable à la tenue de béton armée et ses revêtements

—————> Condition vérifiée

**Conclusion :**

Notre plancher est considéré comme plancher à charge d'exploitation modérée

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, on va donc opter pour cette méthode

**Remarque : On fera le calcul pour la portée à sept travées (1<sup>er</sup> type de poutrelle) :**

**Application de la méthode forfaitaire :**

**Calcul de rapport de charges  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \text{ avec } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{2,5}{5,43+2,5} = 0,47 \quad 0 \leq 0,315 \leq 0,667$$

### 1. Calcul des moments sur appuis et en travées :

#### 1.1. Calcul des moments isostatiques :

$$M_{o,AB} = \frac{qu \times l_{AB}^2}{8} = \frac{7,202 \times 3,20^2}{8} = 9,218 \text{ KN.m}$$

$$M_{o,BC} = \frac{qu \times l_{BC}^2}{8} = \frac{7,202 \times 4^2}{8} = 14,404 \text{ KN.m}$$

$$M_{o,CD} = \frac{qu \times l_{CD}^2}{8} = \frac{7,202 \times 3,6^2}{8} = 11,667 \text{ KN.m}$$

$$M_{o,DE} = \frac{qu \times l_{DE}^2}{8} = \frac{7,202 \times 3,10^2}{8} = 8,651 \text{ KN.m}$$

$$M_{o,EF} = \frac{qu \times l_{EF}^2}{8} = \frac{7,202 \times 3,60^2}{8} = 11,667 \text{ KN.m}$$

$$M_{o,FG} = \frac{qu \times l_{FG}^2}{8} = \frac{7,202 \times 4^2}{8} = 14,404 \text{ KN.m}$$

$$M_{o,GH} = \frac{qu \times l_{GH}^2}{8} = \frac{7,202 \times 3,20^2}{8} = 9,218 \text{ KN.m}$$

#### 1.2. Calcul des moments aux appuis :

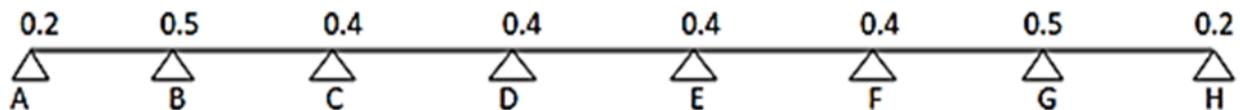


Figure III.10: Correction des moments sur appuis

$$M_A = 0,2 M_{o,AB} = 0,2 \times 9,218 = 1,844 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max \{M_{o,AB}, M_{o,BC}\} = 0,5 \max \{9,218 ; 14,404\} = 7,202 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max \{M_{o,BC}, M_{o,CD}\} = 0,4 \max \{14,404 ; 11,667\} = 5,762 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max \{M_{o,CD}, M_{o,DE}\} = 0,4 \max \{11,667 ; 8,651\} = 4,667 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \max \{M_{o,DE}, M_{o,EF}\} = 0,4 \max \{8,651 ; 11,667\} = 4,667 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4 \max \{M_{o,EF}, M_{o,FG}\} = 0,4 \max \{11,667 ; 14,404\} = 5,762 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.5 \max \{ M_{o,FG}, M_{o,GH} \} = 0.5 \max \{ 14,404 ; 9,218 \} = 7,202 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0.2 M_{o,GH} = 0.2 \times 9,218 = 1,844 \text{ KN.m}$$

**1.3. Calcul des moments en travées :**

Les moments en travées sont obtenus en remplaçant les valeurs de  $M_o$ ,  $\alpha$ ,  $(1+0.3\alpha)$ ,  $\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$ ,  $\frac{1+0.3\alpha}{2}$  et des moments sur appuis ( $M_w$  et  $M_e$ ) dans les relations suivantes :

$$. M_t \geq \max \left[ \left( \max \left[ (1+0.3\alpha)M_o ; 1.05M_o \right] - \frac{M_w - M_e}{2} \right) ; \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_o \right] . \text{ Dans une travée de rive.}$$

$$. M_t \geq \max \left[ \left( \max \left[ (1+0.3\alpha)M_o ; 1.05M_o \right] - \right) ; \frac{1+0.3\alpha}{2} M_o \right] . \text{ Dans une travée intermédiaire.}$$

Nous aurons besoin dans notre calcul des valeurs suivantes :

**Tableau III.1 :** Tableau récapitulatif

$\alpha$	$(1+0.3\alpha)$	$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$	$\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$
<b>0.315</b>	1.095	0.647	0.548

▪ **Moment des travées de rives :**

$$M_t^{AB} = M_t^{GH} = 12,770 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment des travées intermédiaires :**

$$M_t^{BC} = M_t^{FG} = 15,05 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = M_t^{EF} = 12,22 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} = 9,47 \text{ KN.m}$$

**2. Calcul des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont obtenus en remplaçant les valeurs de  $q = 6.71 \text{ kN/ml}$ ,  $l = 2.7 \text{ m}$  et des moments sur appuis dans les relations suivantes :

▪ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{MA - MB}{2} + \frac{q \times l}{2}$$

$$T_A = 6,38 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{MA - MB}{2} - \frac{q \times l}{2}$$

$$T_B = -11,73 \text{ KN}$$

▪ Travée BC :

$$T_B = \frac{MB - MC}{2} + \frac{q \times l}{2}$$

$$T_B = 9,78 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{MB - MC}{2} - \frac{q \times l}{2}$$

$$T_C = -8,34$$

▪ Travée CD :

$$T_C = \frac{MC - MD}{2} + \frac{q \times l}{2}$$

$$T_C = 9,61 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{MC - MD}{2} - \frac{q \times l}{2}$$

$$T_D = -8,51 \text{ KN}$$

▪ Travée DE :

$$T_D = \frac{MD - ME}{2} + \frac{q \times l}{2}$$

$$T_D = 9,06 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{MD - ME}{2} - \frac{q \times l}{2}$$

$$T_E = -9,06 \text{ KN}$$

▪ Travée EF :

$$T_E = \frac{ME - MF}{2} + \frac{q \times l}{2} T_E =$$

$$8,51 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{ME - MF}{2} - \frac{q \times l}{2} T_F =$$

- 9,61 KN

▪ Travée FG :

$$T_F = \frac{MF - MG}{2} + \frac{q \times l}{2}$$

$T_F = 8,34$  KN

$$T_G = \frac{MF - MG}{2} - \frac{q \times l}{2}$$

$T_G = -9,78$  KN

▪ Travée GH :

$$T_G = \frac{MG - MH}{2} + \frac{q \times l}{2}$$

$T_G = 11,73$  KN

$$T_H = \frac{MG - MH}{2} - \frac{q \times l}{2}$$

$T_H = -6,38$  KN

· Au final, le diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU est le suivant :

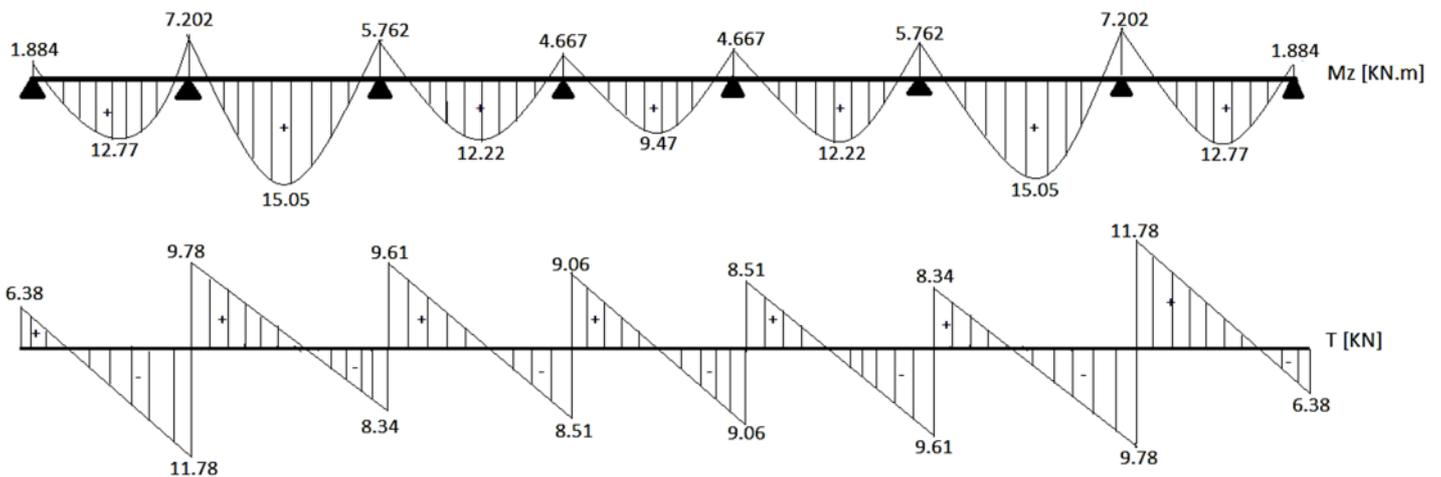


Figure III.11 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

### III.2.2.3. Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis

#### ■ En travées :

Le moment maximum en travée

$$M_t^{\max} = 15,05 \text{ kN.m}$$

#### . Moment équilibré pas la table de compression

$$M_o = b \cdot h_o \cdot f_{bc} \cdot \left( d - \frac{h_o}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ kN.m.}$$

$$M_t^{\max} = 15,05 \text{ kN.m} < M_o = 59.072 \text{ kN.m.}$$

Donc, l'axe neutre tombe dans la table de compression (seule une partie de la table est comprimée) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (bxh)= (65x20 cm<sup>2</sup>).

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,05 \cdot 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.05 < \mu_l = 0.392$$

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 et pour une valeur de  $\mu = 0.05$  :  $\beta = 0.974$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15,05 \times 10^6}{0.974 \cdot 180 \cdot 348} = 2.46 \text{ cm}^2.$$

. Soit :  $A_{adoptée} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2.7 \text{ cm}^2$ .

#### Aux appuis :

Le moment max aux appuis

$$M_a^{\max} = 7,202 \text{ kN.m}$$

La table de compression est entièrement tendue, le calcul se fait en considérant une section rectangulaire ( $b_o \times h$ )= (12x20 cm<sup>2</sup>)

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,202 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,13 < \mu_l = 0.392$$

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 et pour une valeur de  $\mu = 0.13$  :  $\beta = 0.930$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,202 \times 10^6}{0.930 \times 180.348} = 1,23 \text{ cm}^2.$$

. Soit :  $A_{adoptée} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$ .

### . III.2 .2.4. Vérifications à l'ELU

#### a. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée99/ Art. A.4.2.1) [14]

##### ■ En travées

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(65)(18) \frac{2,1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$A_t = 2.7 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

##### ■ Sur appuis

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(12)(18) \frac{2,1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

#### b. Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifiée99/ Art. 5.1,211) [14]

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 f_c 28}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\cdot \tau_1 = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{11,73 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.543 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}. \text{ La condition est vérifiée.}$$

#### c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art A.6.1 ,3)[14]

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

.  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

.  $\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

.  $\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

.  $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = (5 \times 3,14 \times 12) = 188,4 \text{ mm}$ .

$$\tau_{se} = \frac{11,73 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 0,384 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,384 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

#### d. Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art 6.1 ,221)[14]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$l_s = 35\varphi$$

$$l_s = 35 \times 1,2 = 42$$

La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$ .

. Finalement : La longueur  $L_c = 18 \text{ cm}$

#### e. Influence de l'effort tranchant

##### ■ Au niveau des appuis de rive (BAEL 91 modifiée99 / Art. 5.1,312)[14]

$$A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 11,73 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0,34 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,34 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

##### ■ Au niveau des appuis intermédiaires (BAEL 91 modifiée99/ Art. 5.1,321)[14]

« Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $0,9 \cdot V_u \cdot d$ , on doit prolonger au-delà du bord d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à :  $V_u + \frac{M_u}{0,9d}$  »

D'où :

$$0,9 \cdot V_u \cdot d = 0,9 \times 11,73 \times 0,18 = 1,9 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 7,202 \text{ kN.m.}$$

**Donc :**

.  $0,9.V_u.d = 1,9 < M_u = 7,202 \text{ kN.m.}$  La condition est vérifiée et les armatures calculées sont suffisantes.

■ **Sur le béton (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.1, 313)[14]**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 11,73 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 180} = 0,362 \text{ MPa} < \frac{0,8 \cdot 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

**f. Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.1,322)[14]**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 11,73 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 180} = 0,362 \text{ MPa} < \frac{1,3 \cdot 25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

**g. Vérification de la liaison des membrures d'une poutre avec l'âme (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.3,2)[14]**

Il y a lieu de justifier la jonction des membrures d'une poutre à l'âme (Jonction table-nervure). Pour cela, la contrainte tangente  $\tau_u$  doit être au plus égale à la contrainte tangente limite  $\bar{\tau}_u$ . C'est-à-dire :

$$\tau_u = \frac{V_u}{z \cdot h_o} \frac{b_l}{b} \text{ (Pratique du BAEL 91 modifiée99, p. 171) [17]} \leq \bar{\tau}_u$$

**Avec :**

.  $z = 0,9d$ , d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \cdot h_o} \frac{b_l}{b} = \frac{11,73 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 40} \frac{265}{650} = 0,74 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$  La condition est vérifiée.

**h. Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifiée99/ Art. A.7.2,2)[14]**

Le diamètre des armatures transversales  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1.0\right) = 0.57$  cm

D'où :

$$A_t = 2\phi^6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

**i. Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.1,22)[14]**

$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$ . D'où :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**j. Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.1,22)[14]**

« Si on désigne par  $A_t$  la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité  $f_e$  la quantité  $\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t}$  doit être au moins égale à 0.4 MPa (ou N/mm<sup>2</sup>) ». D'où :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_{t \min} \geq \frac{0.4 \times b_o \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 0.56 \text{ cm}^2.$$

**III.2.2.5. Vérifications à l'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre (chargement uniformément réparties), ce qui est le cas pour nos poutrelles, alors pour obtenir les valeurs des moments et des efforts tranchants à l'ELS il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $q_s/q_u$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.154}{7.202} = 0.715$$

Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme d'un tableau :

**Tableau III.2 :** Valeurs des moments et efforts tranchants à l'ELS

Travée	$M_o$ [KN.m]	$M_w$ [KN.M]	$M_e$ [KN.m]	$M_t$ [KN.m]	$T_w$ [KN]	$T_e$ [KN]
<b>A-B</b>	12,337	1.844	7.202	12.77	6.38	-11.73
<b>B-C</b>	19,278	7.202	5.762	15.05	9.78	-8.34
<b>C-D</b>	15,615	5.762	4.667	12.22	9.61	-8.51
<b>D-E</b>	11,578	4.667	4.667	9.47	9.06	-9.06
<b>E-F</b>	15,615	4.667	5.762	12.22	8.51	-9.61
<b>F-G</b>	19,278	5.762	7.202	15.05	8.34	-9.78
<b>G-H</b>	12,337	7.202	1.844	12.77	11.73	-6.38

**1. Etat limite de compression du béton****a. En travée**

$$\cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{M_k}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 1.56$  :  $\beta_1 = 0.837$  ;  $K_1 = 15.67$

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{7.202 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 141.01 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{141.01}{15.67} = 8,98 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée

**b. Sur appuis**

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1,05$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 1,05$  :  $\beta_1 = 0.858$  ;  $K_1 = 20.21$

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{5,154 \times 10^6}{0.858 \times 180 \times 2,26 \times 10^2} = 147,66 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{147,66}{20,21} = 7,31 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7,31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

**2. Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5,32 du BAEL 91 modifiée99**)[14].

### 3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91 modifiée 99/ Art. B.6.8,424)[14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} ; \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.05 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{7,202}{10 \times 15,05} = 0.04. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.005 < \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0.009. \text{ La condition est vérifiée.}$$

### III.2.6. Conclusion

Le ferrailage retenu pour les poutrelles est le suivant :

- **Armatures longitudinales**

- En travée (Armatures inférieures) : 2HA10 + 1HA12

- Aux appuis (Armatures supérieures) : 2HA10

- **Armatures transversales**

- 2  $\phi 6$ . Avec :  $S_t = 15$  cm.

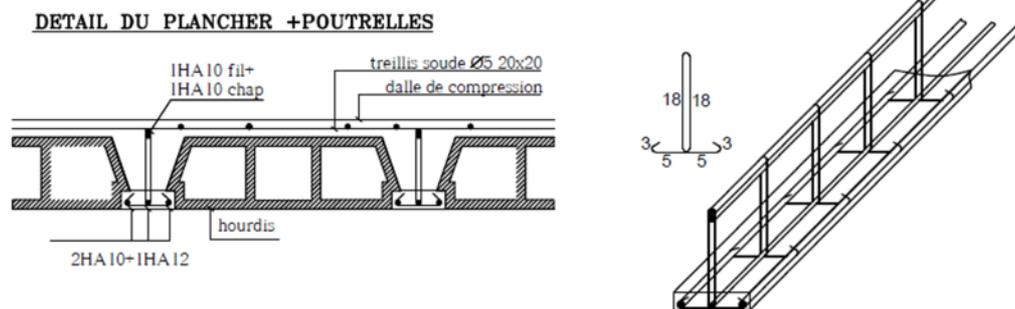


Figure III.12 : Ferrailage du plancher

### III.3. Dalle de la salle machine

#### III.3.1. Introduction

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (10 niveaux) et sa hauteur de 35,02m, un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre les niveaux

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions (2.05 x 2.25) m<sup>2</sup> appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle (UxV) engendré par le système de levage.

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 10 tonnes (100 kN).

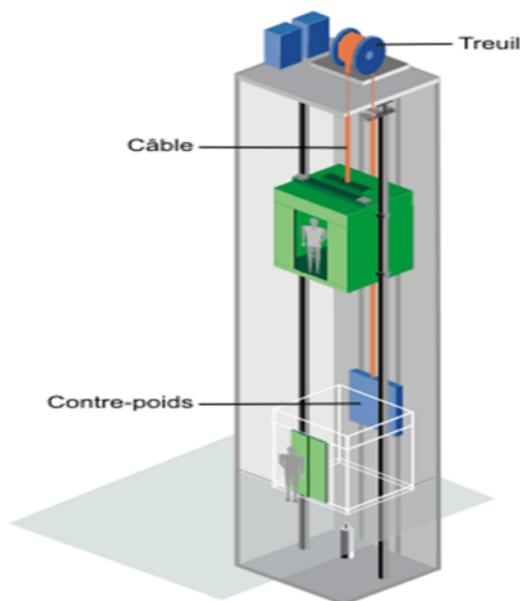


Figure III.13 : Schéma de l'ascenseur

#### ■ Dalle de la salle machine :

Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (UxV), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de *PIGEAUD* qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau

**a. Dimensionnement :**

$$\rho_x = \frac{I_x}{I_y} = \frac{2.05}{2.25} = 0.911$$

$0.4 < \rho_x = 0.911 < 1$ . Donc le panneau porte dans les deux sens. D'où :

$$e \geq \frac{I_x}{30} = \frac{205}{30} = 6.83 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine étant de 12 cm (selon le RPA99 version 2003), on prend une épaisseur de  $h_t = 15 \text{ cm} = h_0$

**b. Evaluation de charges et surcharges :**

Poids de la dalle en béton armé :  $G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$

Poids du revêtement en béton ( $e=4\text{cm}$ ) :  $G_2 = 22 \times 0.05 = 1.10 \text{ KN/m}^2$

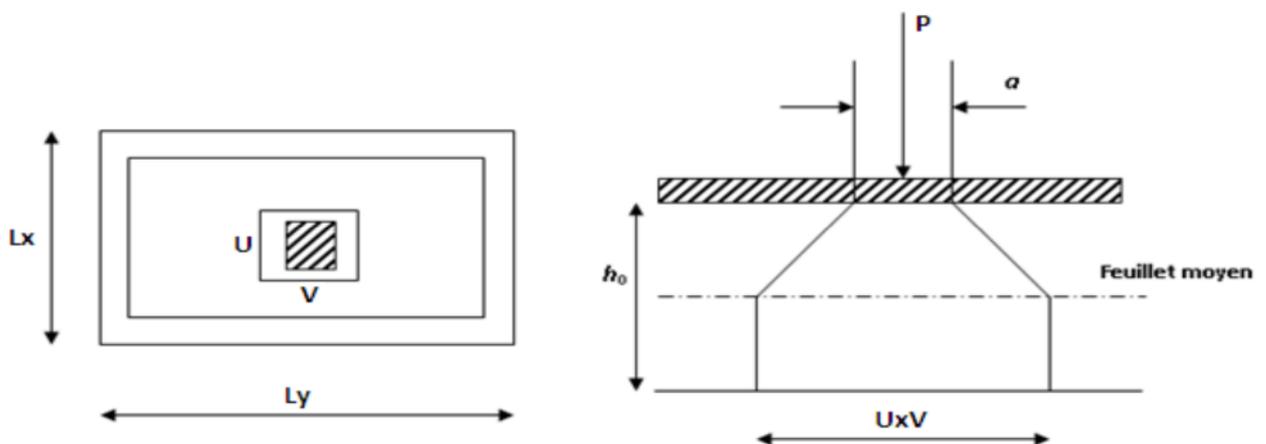
$G' = G_1 + G_2 = 4.85 \text{ KN/m}^2$

Poids de la machine :

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{100}{4.61} = 21.69 \text{ KN/m}^2$$

$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 26.54 \text{ KN/m}^2$

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

**c. Rectangle d'impact :**

**Figure III.14 :** Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen.

$$U = a = a_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

(Pratique du BAEL 91 modifiée 99, p. 353)[17]

$$V = b = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

Où :

$\xi = 1$  pour un revêtement en béton.

$\xi = 0.75$  pour un revêtement moins résistant.

Donc :

$$U = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm.}$$

Avec :

U et V : Dimensions du rectangle sur lequel d'applique la charge, compte tenue de la diffusion à 45°

$a_0$  et  $b_0$  : surface de contact (80 X 80) cm<sup>2</sup>

$h_1$  : Epaisseur de revêtement  $h_1 = 5$  cm

### III.3.2. Détermination des sollicitations

· **A L'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 1.35P$$

D'où :

$$q_u = 1.35(4.85) + 1.5(1) \longrightarrow q_u = 8.04 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie sur une bande de 1m)}$$

$$P_u = 1.35(100) \longrightarrow P_u = 135 \text{ KN (charge concentrée dus au système de levage)}$$

· **A L'ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$P_s = P$$

D'où :

$$q_s = 4.85 + 1q_s = 5.85 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie sur une bande de 1m)}$$

$$\longrightarrow P_s = 135 \text{ KN (charge concentrée dus au système de levage)}$$

**III.3.2.1. Moments engendrés par le système de levage**

$$M_x = P.(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P.(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

.  $\nu$  : Coefficient de POISSON.

.  $M_1$  et  $M_2$  : Coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction de  $\frac{U}{l_x}$ ,  $\frac{V}{l_y}$  et  $\rho$ .

Donc :

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{205} = 0.512 ; \frac{V}{l_y} = \frac{105}{225} = 0.466 ; \rho = 0.911$$

. Après interpolation :  $M_1 = 0.100$  ;  $M_2 = 0.08$

Donc :

• **À l'ELU ( $\nu = 0$ )**

$$M_{xu} = P.(M_1 + \nu M_2) = 135(0.100 + 0) = 13.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = P.(M_2 + \nu M_1) = 135(0.08) = 10.8 \text{ KN.m}$$

• **À l'ELS ( $\nu = 0.2$ )**

$$M_{xs} = P.(M_1 + \nu M_2) = 100(0.100 + 0.2(0.08)) = 11.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = P.(M_2 + \nu M_1) = 100(0.08 + 0.2(0.1)) = 10 \text{ KN.m}$$

**III.3.2.2. Moments dus au poids propre de la dalle pleine :**

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

. Sens  $l_x$  (Petite portée) :  $M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$

**(Pratique du BAEL 91 modifiée 99, p. 353)[17]**

. Sens  $l_y$  (Grande portée) :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Où :

.  $\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 modifiée99 [14] en fonction du rapport

$$\alpha = \rho_x = \frac{l_x}{l_y}$$

donc :

. Pour  $\frac{l_x}{l_y} = 0.911$  :  $\mu_x = 0.046$  et  $\mu_y = 0.778$

. À l'ELU

.  $M_{xU}' = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.046 \times 8.04 \times 2.05^2 = 1.55 \text{ kN.m.}$

.  $M_{yU}' = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.778 \times 1.55 = 1.21 \text{ kN.m.}$

. À l'ELS

.  $M_{xS}' = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.046 \times 5.85 \times 2.05^2 = 1.13 \text{ kN.m.}$

.  $M_{yS}' = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.778 \times 1.13 = 0.87 \text{ kN.m.}$

. Superposition des moments

. À l'ELU

.  $M_x = M_{xU} + M_{xU}' = 13.50 + 1.55 = 15.05 \text{ kN.m.}$

.  $M_y = M_{yU} + M_{yU}' = 10.80 + 1.21 = 12.01 \text{ kN.m.}$

. À l'ELS

.  $M_x = M_{xS} + M_{xS}' = 11.6 + 1.13 = 12.73 \text{ kN.m.}$

.  $M_y = M_{yS} + M_{yS}' = 10 + 0.87 = 10.87 \text{ kN.m.}$

### III.3.2.3. Correction des moments

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée et de (-0.3) aux appuis. Donc :

. À l'ELU

. En travée

$M_x^t = 0.85 \times 15.05 = 12.79 \text{ kN.m.}$

$M_y^t = 0.85 \times 12.01 = 10.20 \text{ kN.m.}$

. Aux appuis

$M_x^a = -0.3 \times 15.05 = -4.51 \text{ kN.m.}$

$M_y^a = -0.3 \times 12.01 = -3.60 \text{ kN.m.}$

· À l'ELS

. En travée

$$M_x^t = 0.85 \times 12.73 = 10.82 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 10.87 = 9.23 \text{ kN.m.}$$

. Aux appuis

$$M_x^a = -0.3 \times 12.73 = -3.81 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 10.87 = -3.26 \text{ kN.m.}$$

### III.3.3. Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m) avec :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2}$$

À partir des abaques la valeur de  $\beta$  est déterminée en fonction de  $\mu$ .

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \cdot 13.348}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.3 :** Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.

Zone	Sens	M <sub>u</sub> [kN.m]	μ	B	A [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]		S <sub>t</sub> [cm]
En travée	x-x	12.79	0.053	0.972	2.90	4HA 10	3.14	25
	y-y	10.20	0.042	0.979	2.30	4HA 10	3.14	25
Aux appuis	x-x	-4.51	0.018	0.991	1.00	4HA 8	2.01	25
	y-y	-3.60	0.015	0.992	0.80	4HA 8	2.01	25

### III.3.4. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non-fragilité (BAEL 91 / Art. B.7.4) [14]

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

**Avec :**

$\rho_x$  et  $\rho_y$  : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

$\rho_0$  : Rapport du volume des aciers à celui du béton.  $\rho_0 = 0.0008$  pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

· **Sens x-x**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.911}{2} \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{x,\min} = 1.25 \text{ cm}^2.$$

$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 1.25 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

· **Sens y-y**

$$\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0 \Rightarrow A_y \geq \rho_0 (b.h) = 0.0008 \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{y,\min} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 1.20 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

### b. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art. A.7.2,1) [14]

D'après l'article, le diamètre des barres employé comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$\phi_{\text{adopté}} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm}$ . La condition est vérifiée

### c. Espacements des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art. A.8.2, 42)[14]

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

· **Direction la plus sollicitée (x-x) :**  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

· **Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) :**  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

### d. Poinçonnement (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.2,42)[14]

$$P_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

**Avec :**

.  $P_u$  : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime,

.  $h$  : L'épaisseur totale de la dalle,

.  $U_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ( $U_c = 2[U+V] = 2[1.05+1.05] = 4.2 \text{ m}$ )

**Donc :**

$$P_u = 1.35 \times 100 = 135 \text{ kN.}$$

$$0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,045 \cdot 4,2 \cdot 0,15 \cdot \frac{25000}{1.5} = 472.5 \text{ kN.}$$

$P_u = 135 \text{ kN} < 472.5 \text{ kN}$ . La condition est vérifiée, donc, les armatures transversales ne sont pas requises.

**e. Justification des armatures d'effort tranchant (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.2,2)[14]**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} \text{ est au plus égale à } \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}.$$

. Dans le cas où  $a < b$  ( $a=U$  et  $b=V$ ) :

$$\text{. Au milieu de } a : V_a = \frac{P}{2a+b} = \frac{P}{2U+V}$$

$$\text{. Au milieu de } b : V_b = \frac{P}{3a} = \frac{P}{3U}$$

**Donc :**

$$\text{. Au milieu de } U : V_U = \frac{135}{2 \times 1.05 + 1.05} = 42.85 \text{ kN.}$$

$$\text{. Au milieu de } V : V_V = \frac{135}{3 \times 1.05} = 42.85 \text{ kN.}$$

**D'où :**

$$\tau_u = \frac{42.85 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.33 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée, donc, aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

### III.3.5. Vérifications à l'ELS

#### 1. Etat limite de compression du béton

- Sens x-x
- En travée

$$\cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24.$$

· Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.24$  :  $\beta_1 = 0.921$ ;  $K_1 = 48.29$ .

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{10.82 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 287.80 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{287.80}{48.29} = 5.95 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

- Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154.$$

· Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.154$  :  $\beta_1 = 0.935$  ;  $K_1 = 61.92$

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{3.81 \times 10^6}{0.935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 155.94 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{155.94}{61.92} = 2.51 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

- **Sens y-y**
- **En travée**

$$\cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24.$$

· Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.24$  :  $\beta_1 = 0.921$ ;  $K_1 = 48.29$ .

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{9.23 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 245.50 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{245.50}{48.29} = 5.08 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

- **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154.$$

· Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.154$  :  $\beta_1 = 0.935$  ;  $K_1 = 61.92$

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{3.26 \times 10^6}{0.935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 133.43 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{133.43}{61.92} = 2.15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

## 2. Etat limite d'ouverture des fissures

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL 91 modifiée99)[14].

### III.3.6. Conclusion

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

- **Sens x-x**
  - . **En travée** :4HA 10/ml ( $S_t= 25 \text{ cm}$ ).
  - . **Aux appuis** :4HA 8/ml ( $S_t= 25 \text{ cm}$ ).
- **Sens y-y**
  - . **En travée** : 4HA 10/ml ( $S_t= 25 \text{ cm}$ ).
  - . **Aux appuis** :4HA 8/ml ( $S_t= 25 \text{ cm}$ ).

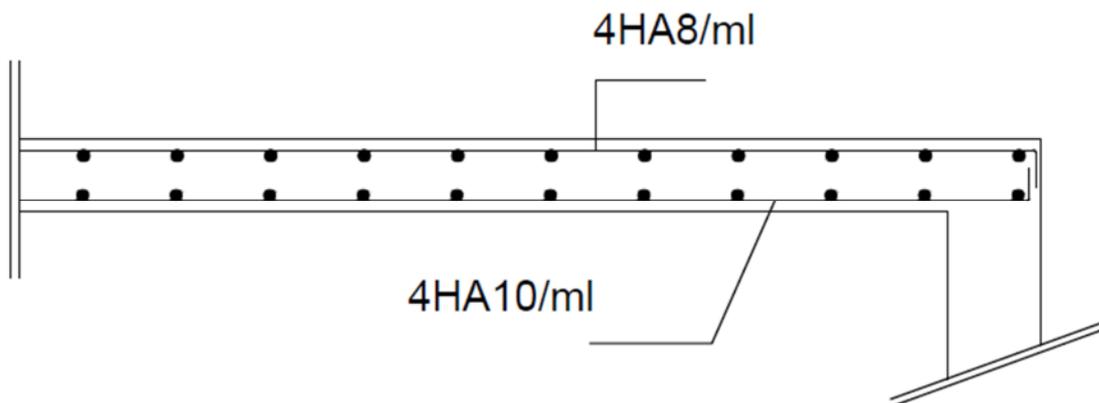
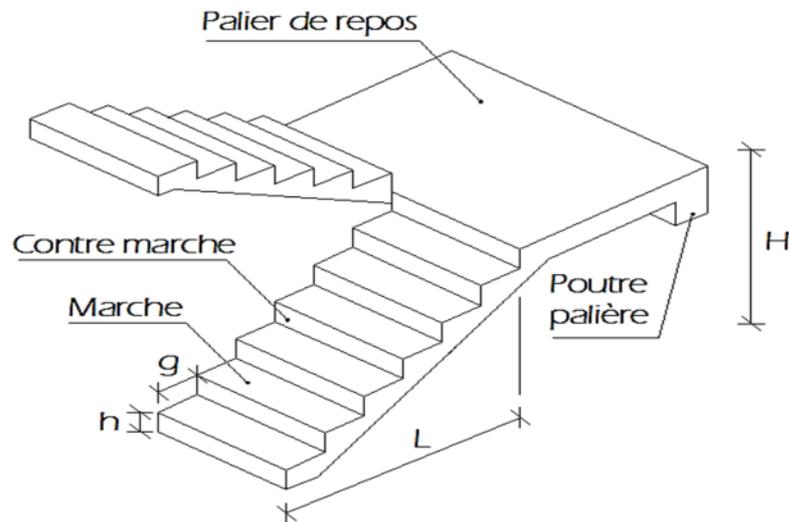


Figure III.15 : Ferrailage de la dalle de la salle machine.

## III.4. Les escaliers

### III.4.1. Introduction

Un escalier est un élément architectural constitué d'une suite régulière de marches permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.



**Figure III.16:** Terminologie d'un escalier.

Où :

- . h : Hauteur de la contre marche.
- . g : Longueur de la marche.
- . H : Hauteur de la volée.
- . L : Longueur de la volée.

### III.4.2 Calcul de l'escalier

Le dimensionnement des marches, contre marches et le nombre de marches se fait généralement en fonction de la loi de BLANDEL qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

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

- **Nombre de marches**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

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

Où  $L_o$  est la longueur réelle de la paillasse et des paliers (entre appuis).

· **Remarque**

La structure comporte deux types d'escalier :

Le premier type est celui menant du niveau 0.00 m au niveau 2.72 m. Il est constitué d'une volée et d'un seul palier (Palier de repos).

Le second type est celui menant du niveau 4.42 m au niveau 5.95 m (est ainsi de suite jusqu'au niveau 31.91 m). Il est constitué d'une volée et d'un seul palier (Palier de repos).

· **Hauteur des contres marches ( 1<sup>er</sup> type et 2<sup>eme</sup> type ) :**

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} ; \text{Donc : } h = 17 \text{ cm}$$

**Calcul du nombre de marches et de contre marches :**

**1<sup>eme</sup> type :**

$$. h = 17 \text{ cm } n = \frac{H}{h} = \frac{272}{17} = 16 \text{ contre marches. Donc le nombre de marches est de :}$$

$$n-1 = 15 \text{ marches.}$$

**2<sup>er</sup> type :**

$$. h = 17 \text{ cm } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches. Donc le nombre de marches est de :}$$

$$n-1 = 8 \text{ marches.}$$

**Calcul du giron :**

**1<sup>er</sup> type :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{420}{15} = 28 \text{ cm.}$$

**2<sup>eme</sup> type :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.}$$

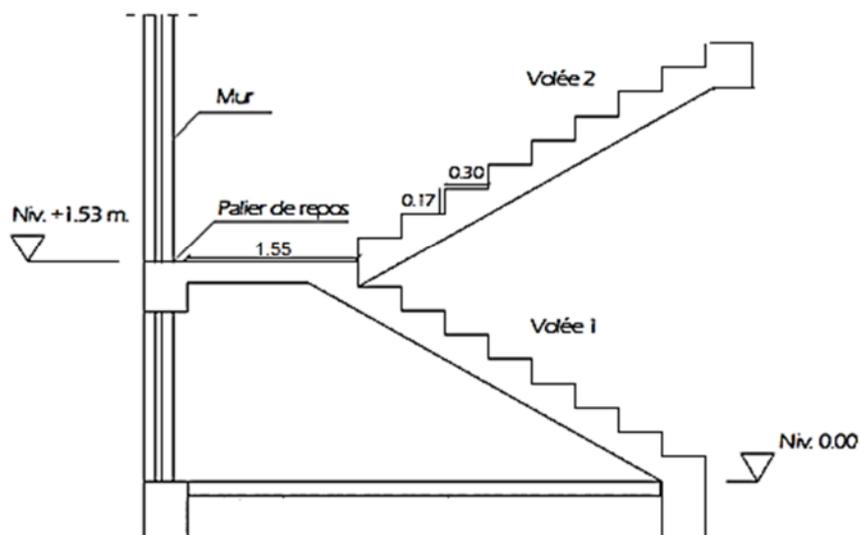
· **Vérification de la loi de BRANDEL**

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

**1<sup>er</sup> Type :**  $28 + 2 \times 17 = 62 \text{ cm}$  ; la condition est vérifiée.

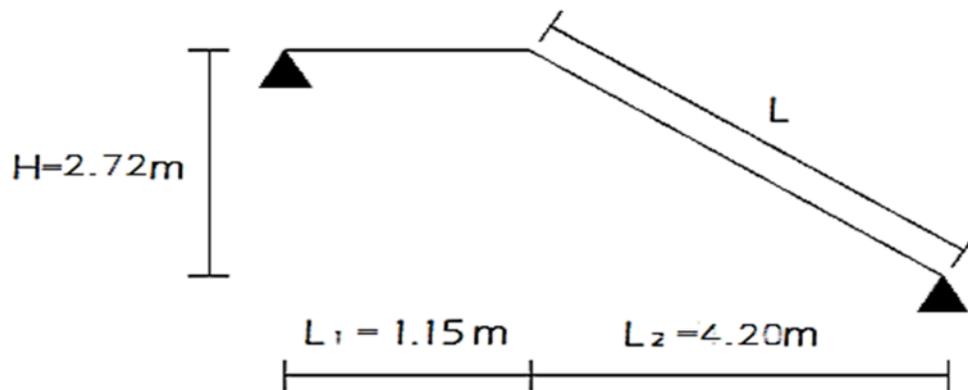
**2<sup>eme</sup> Type :**  $30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm}$  , la condition est vérifiée.

### III.4.3. Epaisseur de la paillasse



**Figure III.17:** Coupe verticale de l'escalier de la structure.

- Calcul de L (Longueur de la paillasse projetée)
- 1<sup>er</sup> type



· **Figure III.18** : Schéma du 1<sup>er</sup> type d'escalier.

$$\cdot \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{2.72}{4.20} = 0.6476 \Rightarrow \alpha = 32.93^\circ$$

$$\cdot \cos(\alpha) = \frac{L_2}{L} \Rightarrow L = \frac{L_2}{\cos(\alpha)} = \frac{4.20}{\cos(32.93)} \Rightarrow L = 5.00 \text{ m.}$$

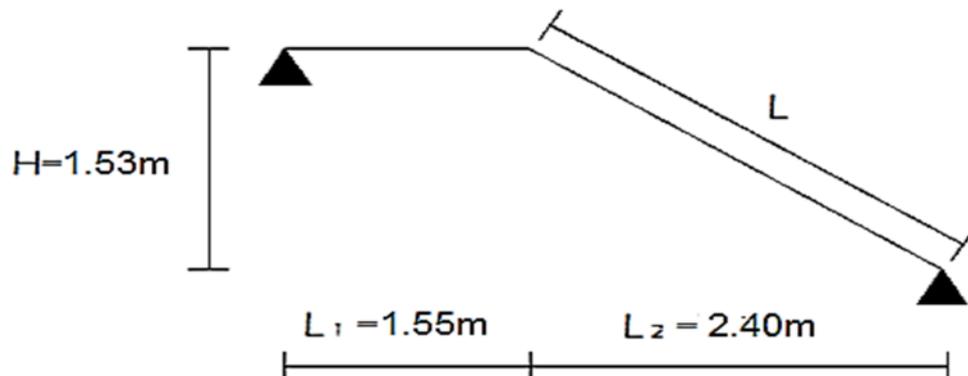
· **Finalement**

$$\cdot L_0 = L_1 + L = 1.15 + 5.00 = 6.15 \text{ m.}$$

$$\frac{615}{30} \leq e \leq \frac{615}{20} \Rightarrow 20.5 \text{ cm} \leq e \leq 30.75 \text{ cm}$$

· L'épaisseur de la paillasse **e = 25 cm**.

· **2<sup>ème</sup> type**



**Figure III.19**: Schéma du 2<sup>ème</sup> type d'escalier.

$$\cdot \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L_2}{L} \Rightarrow L = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.52} \Rightarrow L = 2.85 \text{ m.}$$

### Finalemment

$$L_0 = L_1 + L$$

$$L_0 = 1.55 + 2.85 = 4.40 \text{ m}$$

$$\frac{440}{30} \leq e \leq \frac{440}{20} \Rightarrow 14.67 \text{ cm} \leq e \leq 22 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la paillasse  $e = 20 \text{ cm}$ .

## III.4.4. Détermination des charges et surcharges

### a. Charges permanente (1<sup>er</sup> type) :

#### a.1. La Volée

Tableau III.4 : Détermination du poids propre de la volée.

Matériaux	Epaisseur 1ml (m <sup>2</sup> )	x	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
1. Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0.25}{\cos(32.52)}$		25	7.412
2. Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$		25	2.125
3. Carrelage horizontal	0.01		20	0.20
4. Mortier de pose horizontal	0.02		22	0.44
5. Carrelage vertical	0.01		20	0.20
6. Mortier de pose vertical	0.02		22	0.44
7. Lit de sable	0.02		18	0.36
8. Enduit de plâtre	0.02		10	0.20
9. Garde-corps	-		-	0.20
$\sum G_i = G_{\text{volée}} =$				<b>11.577</b>

#### a.2. Le palier

Tableau III.3 : Détermination du poids propre du palier.

Matériaux	Epaisseur 1ml (m <sup>2</sup> )	x	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
<b>4. Poids propre du palier</b>	0.25		25	6.25
<b>5. Revêtement en carrelage</b>	0.01		20	0.20
<b>6. Mortier de pose</b>	0.02		22	0.44
<b>7. Lit de sable</b>	0.02		18	0.36
<b>8. Enduit en plâtre</b>	0.02		10	0.20
$\sum G_i = G_{\text{palier}} =$				<b>7.45</b>

b. Charges permanente (2<sup>ème</sup> type) :

## b.1. La Volée

Tableau III.4 : Détermination du poids propre de la volée.

Matériaux	Epaisseur 1ml (m <sup>2</sup> )	x	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
<b>10. Poids propre de la pailleasse</b>	$\frac{1 \times 0.20}{\cos(32.52)}$		25	5.93
<b>11. Poids propre des marches</b>	$\frac{1 \times 0.17}{2}$		25	2.125
<b>12. Carrelage horizontal</b>	0.01		20	0.20
<b>13. Mortier de pose horizontal</b>	0.02		22	0.44
<b>14. Carrelage vertical</b>	0.01		20	0.20
<b>15. Mortier de pose vertical</b>	0.02		22	0.44
<b>16. Lit de sable</b>	0.02		18	0.36
<b>17. Enduit de plâtre</b>	0.02		10	0.20
<b>18. Garde-corps</b>	-		-	0.20
$\sum G_i = G_{\text{volée}} =$				<b>10.10</b>

## b.2. Le palier

Tableau III.5 : Détermination du poids propre du palier.

Matériaux	Epaisseur 1ml (m <sup>2</sup> )	x	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
<b>9. Poids propre du palier</b>	0.20		25	5
<b>10. Revêtement en carrelage</b>	0.01		20	0.20
<b>11. Mortier de pose</b>	0.02		22	0.44
<b>12. Lit de sable</b>	0.02		18	0.36
<b>13. Enduit en plâtre</b>	0.02		10	0.20
$\sum G_i = G_{\text{palier}} =$				<b>6.2</b>

### c. Surcharge d'exploitation

D'après le DTR B.C. 2.2[19], la charge d'exploitation pour un escalier est de :  $Q = 2,5$  kN/ml.

## III.4.5. Calcul des efforts internes

### Combinaisons de charges ( 1<sup>er</sup> type ) :

#### a. À l'ELU

. Volée :  $q_1 = 1,35(11,577) + 1,5(2,5) = 19,38$  kN/ml.

. Palier :  $q_2 = 1,35(7,45) + 1,5(2,5) = 13,80$  kN/ml.

#### b. À l'ELS

. Volée :  $q_1 = 11,577 + 2,5 = 14,10$  kN/ml.

. Palier :  $q_2 = 7,45 + 2,5 = 9,95$  kN/ml.

### Combinaisons de charges ( 2<sup>eme</sup> type ) :

#### c. À l'ELU

. Volée :  $q_1 = 1,35(10,10) + 1,5(2,5) = 17,38$  kN/ml.

. Palier :  $q_2 = 1,35(6,2) + 1,5(2,5) = 12,12$  kN/ml.

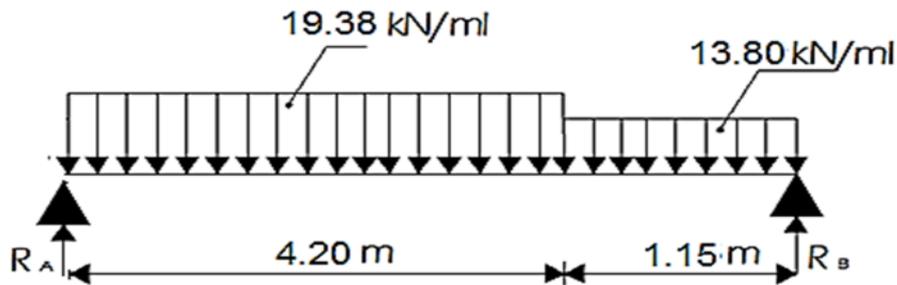
#### d. À l'ELS

. Volée :  $q_1 = 10,10 + 2,5 = 12,60$  kN/ml.

. Palier :  $q_2 = 6,2 + 2,5 = 8,7$  kN/ml.

## III.4.6. Calcul à l'ELU

- 1<sup>er</sup> type



**Figure III.20:** Schéma statique de calcul du 1<sup>er</sup> type d'escalier à l'ELU.

- Détermination des réactions d'appuis

$$\cdot \sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = 19.38(4.2) + 13.80(1.15) \Rightarrow R_A + R_B = 97.27 \text{ kN.}$$

$$\cdot \sum M/A=0 \Rightarrow 5.35.R_B = 19.38 \times \frac{(4.2)^2}{2} + 13.80 \times 1.15 \times 4.775 \Rightarrow R_B = 46.11 \text{ kN.}$$

D'où :  $R_A = 97.27 - 46.11 = 51.16 \text{ kN.}$

- Finalemment

$$R_A = 51.16 \text{ kN.}$$

$$R_B = 46.11 \text{ kN.}$$

- Calcul des efforts internes

- Tronçon  $0 \leq x < 4.2 \text{ m}$

$$\cdot T_y = -19.38.x + 51.16$$

$$x = 0 ; T_y = 51.16 \text{ kN.}$$

$$x = 4.2 ; T_y = -30.24 \text{ kN.}$$

$$\cdot M_z = -19.38 \times \frac{x^2}{2} + 51.16.x$$

$$x = 0 ; M_z = 0 \text{ kN.m.}$$

$$x = 4.2 ; M_z = 43.90 \text{ kN.m.}$$

- Tronçon  $0 \leq x < 1.15 \text{ m}$

$$\left[ \begin{array}{l} \cdot Ty = 13.80.x - 46.11 \\ x = 0 ; Ty = \mathbf{-46.11 \text{ kN.}} \\ x = 1.15 ; Ty = \mathbf{-30.24 \text{ kN.}} \end{array} \right.$$

$$\left[ \begin{array}{l} \cdot Mz = -13.80 \times \frac{x^2}{2} + 46.11.x \\ x = 0 ; Mz = \mathbf{0 \text{ kN.m.}} \\ x = 1.15 ; Mz = \mathbf{43.90 \text{ kN.m.}} \end{array} \right.$$

### Calcul du moment maximal $Mz_{\max}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$\cdot Ty = -19.38.x + 51.16 = 0 \Rightarrow x = \frac{51.16}{19.38} = 2.63 \text{ m}$$

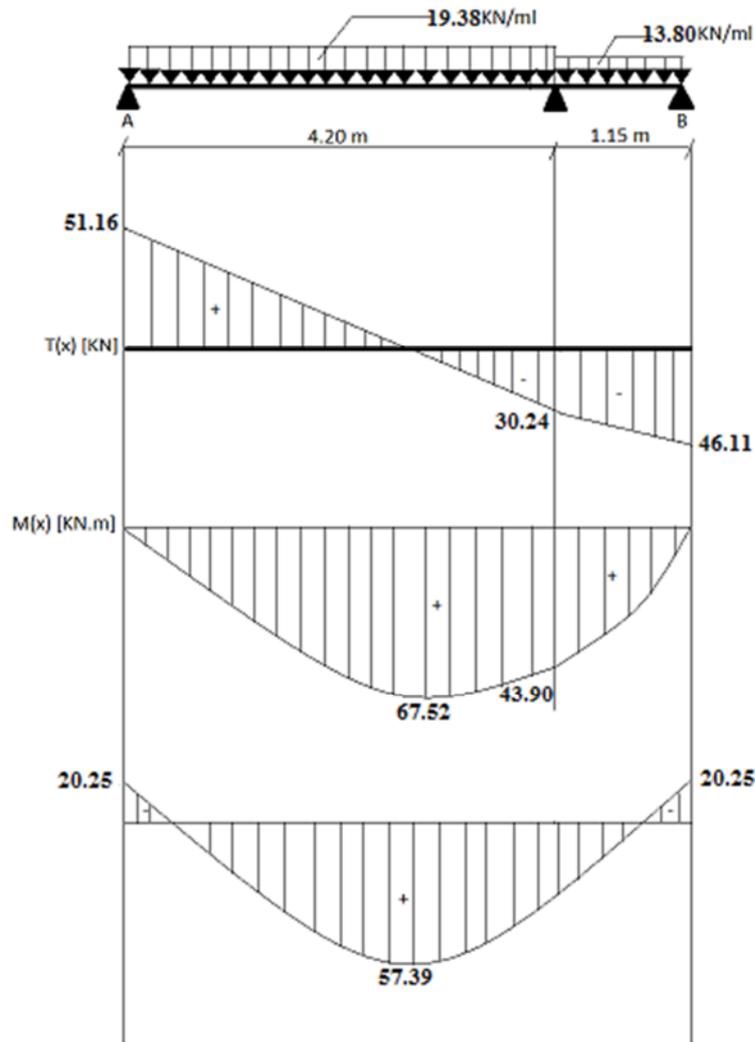
En remplaçant la valeur de x dans l'équation  $Mz = -19.38 \times \frac{x^2}{2} + 51.16.x$

$$\cdot Mz_{\max} = 67.52 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

$$\cdot \text{En travée : } M_t = 0,85Mz_{\max} = 57.392 \text{ kN.m.}$$

$$\cdot \text{Aux appuis : } M_a = -0,3Mz_{\max} = -20.256 \text{ kN.m.}$$



**Figure III.21:** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU du 1<sup>er</sup> type.

- **Calcul des armatures**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m).

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{57,39 \cdot 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14,2} = 0,087 < \mu_1 = 0,392$$

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 et pour une valeur de  $\mu = 0.087$  :  $\beta = 0.9545$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{57,39 \cdot 10^3}{0,9545 \cdot 23 \cdot 348} = 8,57 \text{ cm}^2.$$

. Soit :  $A_{\text{adoptée}} = \mathbf{6HA14} = 9,23 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

#### · Armatures de répartition

Selon l'article **A.8.2,41 du BAEL 91 modifiée99 [14]**, Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés les armatures de répartition sont au moins égales à  $1/3 A_{\text{adoptée}}$ , dans le cas contraire (Cas de l'escalier) :

$A_r = 1/4 A_{\text{adoptée}} = 2,31 \text{ cm}^2$ . Soit :  $\mathbf{4HA 10} = 3,14 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

#### ▪ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,26 \cdot 10^6}{1000 \cdot 230^2 \cdot 14,2} = 0,03 < \mu_l = 0,392$$

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 et pour une valeur de  $\mu = 0,03$  :  $\beta = 0,985$

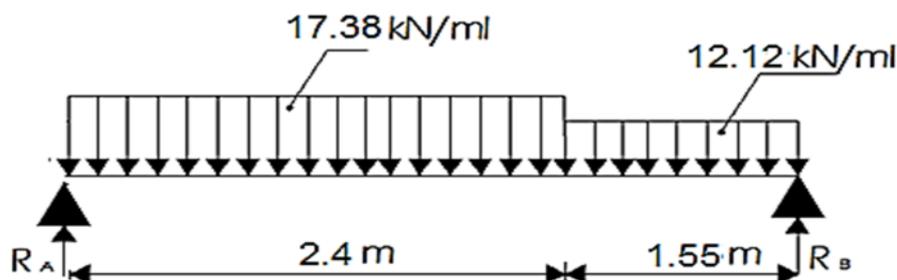
$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20,26 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 23 \cdot 348} = 2,93 \text{ cm}^2.$$

. Soit :  $A_{\text{adoptée}} = \mathbf{6HA 10} = 4,71 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

#### · Armatures de répartition

$A_r = 1/4 A_{\text{adoptée}} = 0,98 \text{ cm}^2$ . Soit :  $\mathbf{4HA 10} = 3,14 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### 2<sup>ème</sup> type



**Figure III.22: Schéma** statique de calcul du 2<sup>ème</sup> type d'escalier à l'ELU

**1. Détermination des réactions d'appuis**

$$\cdot \sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = 17.38(2.4) + 12.12(1.55) \Rightarrow R_A + R_B = 60.50 \text{ kN.}$$

$$\cdot \sum M/A=0 \Rightarrow 3.95.R_B = 17.38 \times \frac{(2.4)^2}{2} + 12.12 \times 1.55 \times 3.175 \Rightarrow R_B = 27.77 \text{ kN.}$$

$$\text{D'où : } R_A = 60.50 - 27.77 = 32.73 \text{ kN.}$$

$$R_A = 32.73 \text{ KN}$$

$$R_B = 27.77 \text{ kN}$$

- **Tronçon  $0 \leq x < 2.4 \text{ m}$**

$$\left[ \begin{array}{l} \cdot T_y = -17.38.x + 32.73 \\ x = 0 ; T_y = \mathbf{32.73 \text{ kN.}} \\ x = 2.4 ; T_y = \mathbf{-9 \text{ kN.}} \end{array} \right.$$

$$\left[ \begin{array}{l} \cdot M_z = -17.38 \times \frac{x^2}{2} + 32.73.x \\ x = 0 ; M_z = \mathbf{0 \text{ kN.m.}} \\ x = 2.4 ; M_z = \mathbf{28.50 \text{ kN.m.}} \end{array} \right.$$

- **Tronçon  $0 \leq x < 1.55 \text{ m}$  :**

$$\left[ \begin{array}{l} \cdot T_y = 12.12.x - 27.77 \\ x = 0 ; T_y = \mathbf{-27.77 \text{ kN.}} \\ x = 1.55 ; T_y = \mathbf{-9 \text{ kN.}} \end{array} \right.$$

$$\left[ \begin{array}{l} \cdot M_z = -12.12 \times \frac{(x)^2}{2} + 27.77.x \\ x = 0 ; M_z = \mathbf{0 \text{ kNm.}} \\ x = 1.55 ; M_z = \mathbf{28.50 \text{ kNm.}} \end{array} \right.$$

**2. Calcul du moment maximal  $M_{z_{max}}$**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$. Ty = -17.38.x + 32.73 = 0 \Rightarrow x = \frac{32.73}{17.38} = 1.88 \text{ m}$$

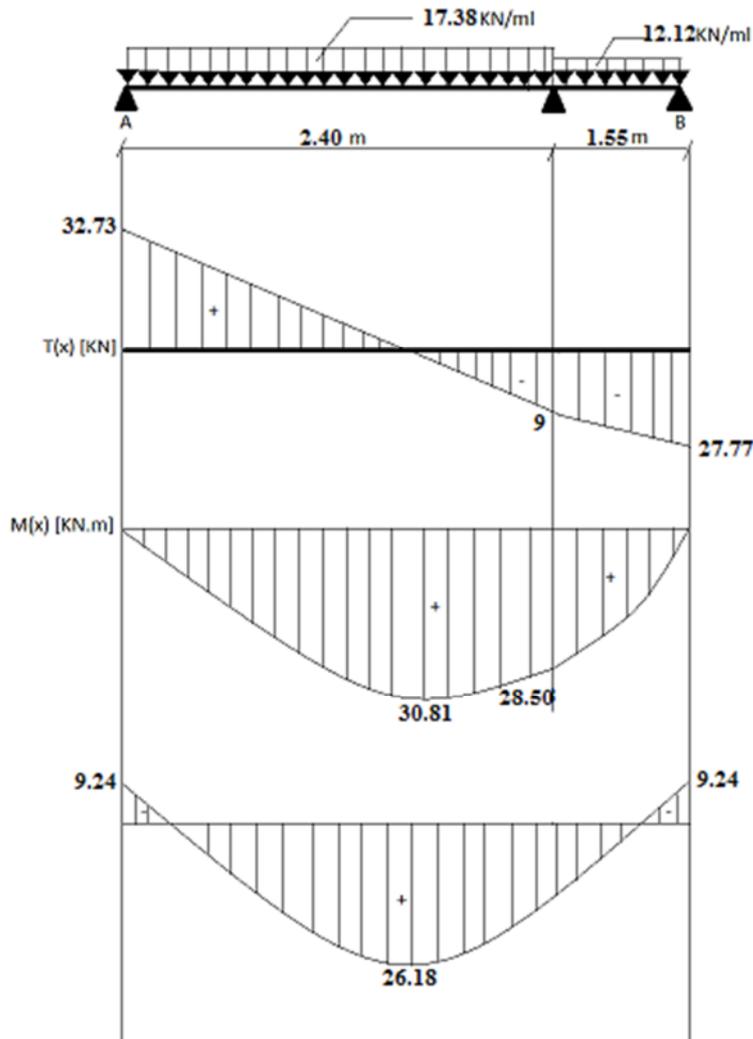
En remplaçant la valeur de x dans l'équation  $Mz = -17.38 x \frac{x^2}{2} + 32.73.x$

$$. M_{z_{max}} = 30.81 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

**. En travée :**  $M_t = 0,85M_{z_{max}} = 26.188\text{kN.m.}$

**. Aux appuis :**  $M_a = -0,3M_{z_{max}} = -9.243\text{kN.m.}$



**Figure III.23:** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU du 2<sup>ème</sup> type.

### 3. Calcul des armatures

#### a. En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26,18 \cdot 10^6}{1000 \cdot 180^2 \cdot 14,2} = 0,058 < \mu_l = 0,392$$

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 et pour une valeur de  $\mu = 0,058$  :  $\beta = 0,970$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,18 \cdot 10^3}{0,970 \cdot 18 \cdot 348} = 4,45 \text{ cm}^2.$$

. Soit :  $A_{adoptée} = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

#### · Armatures de répartition

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 1,41 \text{ cm}^2$ . Soit :  $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

#### b. Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,24 \cdot 10^6}{1000 \cdot 180^2 \cdot 14,2} = 0,02 < \mu_l = 0,392$$

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 et pour une valeur de  $\mu = 0,02$  :  $\beta = 0,990$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,24 \cdot 10^3}{0,990 \cdot 18 \cdot 348} = 1,54 \text{ cm}^2.$$

. Soit :  $A_{adoptée} = 5HA 10 = 3,92 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

#### · Armatures de répartition

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 0,98 \text{ cm}^2$ . Soit :  $4HA 10 = 3,14 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## III.4.7. Vérifications à l'ELU

## a. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée99/ Art. A.4.2.1)[14]

• 1<sup>er</sup> type :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100)(23) \frac{2,1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2.$$

. En travée :  $A_t = 9,23 \text{ cm}^2 > 2.78 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

. Aux appuis :  $A_a = 4,71 \text{ cm}^2 > 2.78 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

▪ 2<sup>ème</sup> type

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100)(18) \frac{2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2.$$

. En travée :  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

. Aux appuis :  $A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

## b. Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifiée99/ Art. 5.1,211)[14]

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

$$\tau_1 = \frac{V_{1\max}}{b \cdot d} = \frac{46,11 \cdot 10^3}{1000 \cdot 230} = 0,20 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\tau_2 = \frac{V_{2\max}}{b \cdot d} = \frac{27,77 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,154 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}. \text{ La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art A.6.1 ,3)[14]

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

.  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

.  $\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

Où :

.  $\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres ( $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi$ )

- **1<sup>er</sup> type**

$$\sum \mu_i = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{46.11 \cdot 10^3}{0.9 \times 230 \times 263.8} = 0.84 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **2<sup>ème</sup> type**

$$\sum \mu_i = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.77 \cdot 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 0.91 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

#### d. Influence de l'effort tranchant

- **Au niveau des appuis (BAEL 91 modifiée99 / Art. 5.1,312)[14]**

- **1<sup>er</sup> type**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancré}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 46.11 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 4.71 \text{ cm}^2 > 1.33 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **2<sup>ème</sup> type**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \cdot 27,77 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 3,92 \text{ cm}^2 > 0,8 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

#### e. Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art 6.1 ,221)[14]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$l_s = 35\phi$$

. Pour les HA 10 :  $l_s = 35 \times 1,0 = 35 \text{ cm}$ .

. Pour les HA 12 :  $l_s = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm}$ .

. Pour les HA 14 :  $l_s = 35 \times 1,4 = 49 \text{ cm}$ .

$L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0,4L_s$

. Pour les HA 10 :  $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$ .

. Pour les HA 12 :  $l_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$ .

. Pour les HA 14 :  $L_c = 0,4 \times 49 = 19,6 \text{ cm}$ .

Enfinement : La longueur  $L_c = 20 \text{ cm}$ .

#### f. Espacements des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art. A.8.2, 42)[14]

Pour des charges réparties seulement :

##### ▪ 1<sup>er</sup> type :

. **Armatures principales en travée** :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

. **Armatures principales aux appuis** :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

. **Armatures de répartition** :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

##### ▪ 2<sup>ème</sup> type :

. **Armatures principales en travée** :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

. **Armatures principales aux appuis** :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

. **Armatures de répartition** :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

### III.4.8. Calcul à l'ELS

#### ▪ 1<sup>er</sup> type

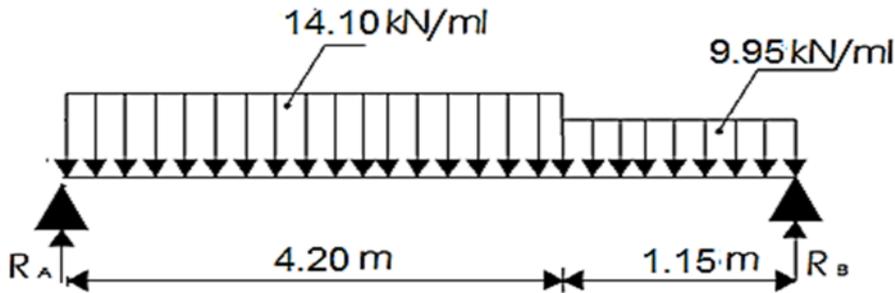


Figure III.24: Schéma statique de calcul du 1<sup>er</sup> type d'escalier à l'ELS.

#### 1. Détermination des réactions d'appuis :

$$\cdot \sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 14.10(4.2) + 9.95(1.15) \Rightarrow R_A + R_B = 70.66 \text{ kN.}$$

$$\cdot \sum M/A = 0 \Rightarrow 5,5.R_B = 14.10 \times \frac{(4.2)^2}{2} + 9.95 \times 1.15 \times 4.775 \Rightarrow R_B = 33.46 \text{ kN.}$$

$$D'où : R_A = 70.66 - 33.46 = 37.20 \text{ kN}$$

#### Finalemment

$$R_A = 37.20 \text{ kN.}$$

$$R_B = 33.46 \text{ kN.}$$

#### 2. Calcul des efforts internes

##### ▪ Tronçon $0 \leq x < 4.2 \text{ m}$

$$\left[ \begin{array}{l} T_y = -14.10 \cdot x + 37.20 \\ x = 0 ; T_y = 37.20 \text{ kN.} \\ x = 4.2 ; T_y = -22.02 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

$$\left[ \begin{array}{l} M_z = -14.10 \times \frac{x^2}{2} + 37.20.x \\ x = 0 ; M_z = \mathbf{0 \text{ kN.m.}} \\ x = 4.2 ; M_z = \mathbf{31.88 \text{ kN.m.}} \end{array} \right.$$

▪ **Tronçon  $0 \leq x < 1.15 \text{ m}$**

$$\left[ \begin{array}{l} T_y = 9.95.x - 33.46 \\ x = 0 ; T_y = \mathbf{-33.46 \text{ kN.}} \\ x = 1.15 ; T_y = \mathbf{-22.01 \text{ kN.}} \end{array} \right.$$

$$\left[ \begin{array}{l} M_z = -9.95 \times \frac{x^2}{2} + 33.46.x \\ x = 0 ; M_z = \mathbf{0 \text{ kN.m.}} \\ x = 1.15 ; M_z = \mathbf{31.90 \text{ kN.m.}} \end{array} \right.$$

### 3. Calcul du moment maximal $M_{z_{\max}}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$. T_y = -14.10.x + 37.20 = 0 \Rightarrow x = \frac{37.20}{14.10} = 3.3 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation  $M_z = 14.10 \times \frac{x^2}{2} + 37.20.x$

$$. M_{z_{\max}} = 49.062 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

$$\mathbf{\text{En travée : } M_t = 0,85M_{z_{\max}} = 41.70 \text{ kN.m.}}$$

$$\mathbf{\text{Aux appuis : } M_a = -0,3M_{z_{\max}} = - 14.72 \text{ kNm.}}$$

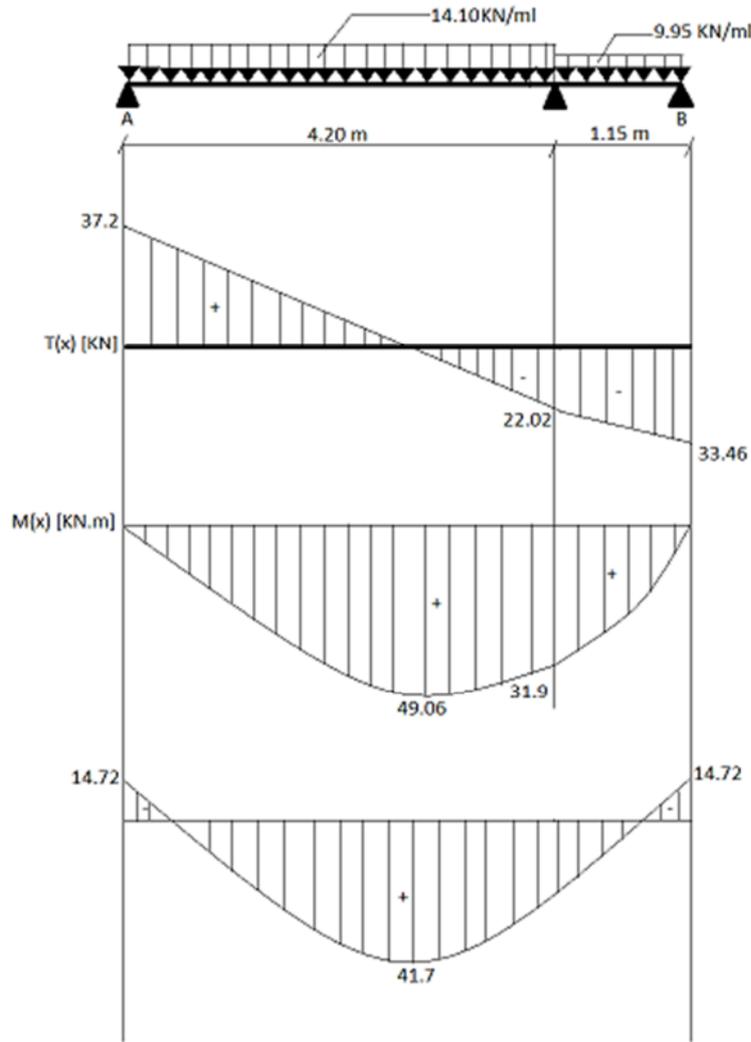


Figure III.25: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS du 1<sup>er</sup> type.

- 2<sup>ème</sup> type

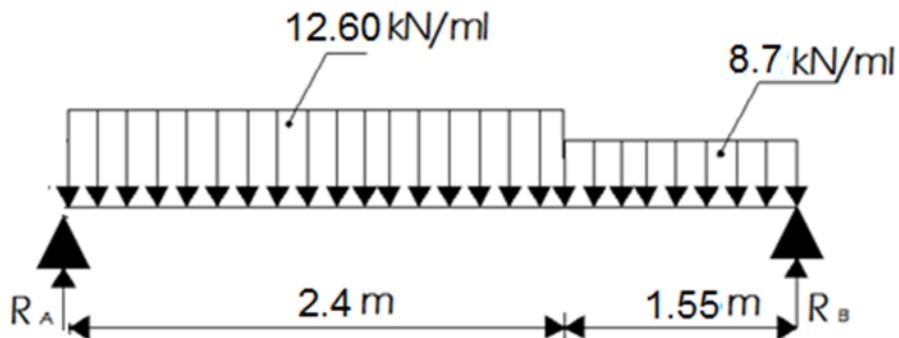


Figure III.26: Schéma statique de calcul du 2<sup>ème</sup> type d'escalier à l'ELS.

### 1. Détermination des réactions d'appuis :

$$\cdot \sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = 12.60(2.4) + 8.7(1.55) \Rightarrow R_A + R_B = 43.72 \text{ kN.}$$

$$\cdot \sum M/A=0 \Rightarrow 3.95.R_B = 12.60 \times \frac{(2.4)^2}{2} + 8.7 \times 1.55 \times 3.175 \Rightarrow R_B = 20.02 \text{ kN.}$$

$$D'où : R_A = 43.72 - 20.02 = 23.70 \text{ kN.}$$

$$R_A = 23.70 \text{ kN.}$$

$$R_B = 20.02 \text{ kN.}$$

#### ▪ Tronçon $0 \leq x < 2.4 \text{ m}$

$$\left[ \begin{array}{l} T_y = -12.60.x + 23.70 \\ x=0 ; T_y = \mathbf{23.70 \text{ kN.}} \\ x=2.4 ; T_y = \mathbf{-6.54 \text{ kN.}} \end{array} \right.$$

$$\left[ \begin{array}{l} M_z = -12.60 \times \frac{x^2}{2} + 23.70.x \\ x=0 ; M_z = \mathbf{0 \text{ kN.m.}} \\ x=2.4 ; M_z = \mathbf{20.60 \text{ kN.m.}} \end{array} \right.$$

#### ▪ Tronçon $0 \leq x < 1.55 \text{ m.}$

$$\left[ \begin{array}{l} T_y = 8.7.x - 20.02 \\ x=0 ; T_y = \mathbf{-20.02 \text{ kN.}} \\ x=1.55 ; T_y = \mathbf{-6.54 \text{ kN.}} \end{array} \right.$$

$$\left[ \begin{array}{l} M_z = -8.7x \frac{(x)^2}{2} + 20.02.x \\ x=0 ; M_z = \mathbf{20.02 \text{ kN.m.}} \\ x=1.55 ; M_z = \mathbf{20.58 \text{ kN.m.}} \end{array} \right.$$

## 2. Calcul du moment maximal $M_{z_{max}}$ :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$T_y = -12.60 \cdot x + 23.70 = 0 \Rightarrow x = \frac{23.70}{12.60} = 1.88 \text{ m}$$

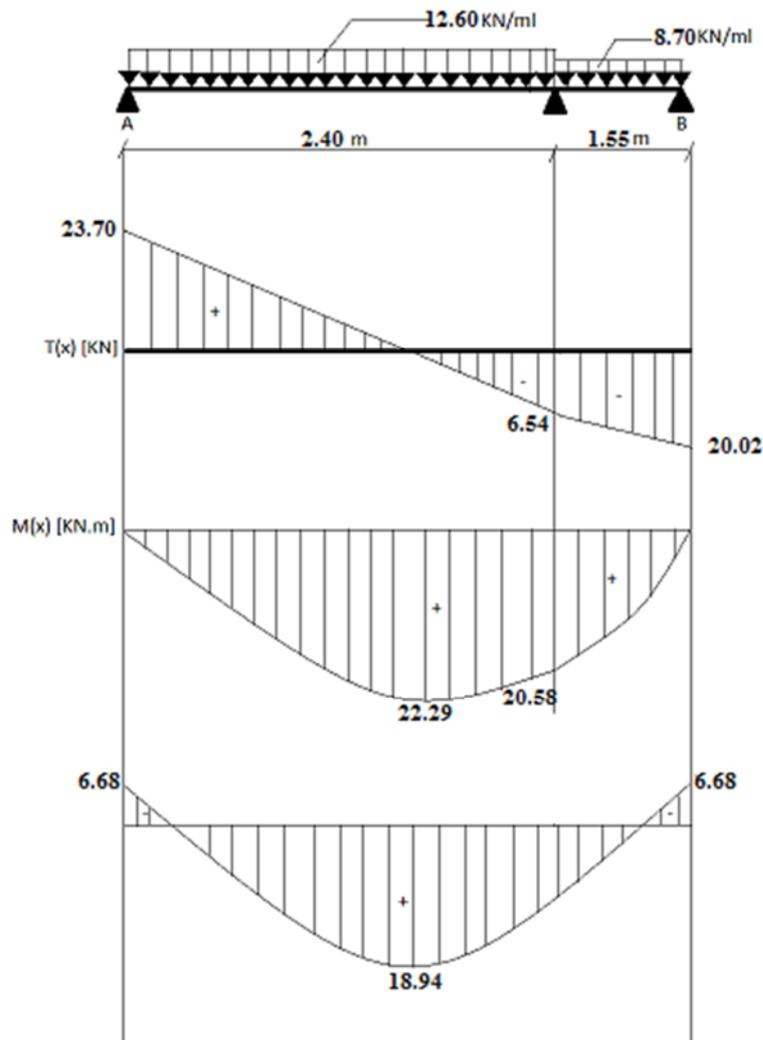
En remplaçant la valeur de x dans l'équation  $M_z = -12.60 \cdot x \frac{x^2}{2} + 23.70 \cdot x$

$$M_{z_{max}} = 22.29 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

. **En travée :**  $M_t = 0,85M_{z_{max}} = 18.94 \text{ kN.m.}$

. **Aux appuis :**  $M_a = -0,3M_{z_{max}} = -6.68 \text{ kN.m.}$



**Figure III.27:** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS du 2<sup>ème</sup> type.

### III.4.9. Vérifications à l'ELS

#### Etat limite de compression du béton

- 1<sup>er</sup> type

- a. En travée

$$\cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 23} = 0.401$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.401$  :  $\beta_1 = 0.903$ ;  $K_1 = 36.55$ .

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{41,70 \cdot 10^6}{0.903 \cdot 230 \times 9.23 \cdot 10^2} = 249.46 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{249.46}{36.55} = 6.83 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

- b. Sur appuis

$$\rho = \frac{100A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 23} = 0.204$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.204$  :  $\beta_1 = 0.927$  ;  $K_1 = 53,49$ .

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{14,72 \cdot 10^6}{0.927 \cdot 230 \times 4,71 \cdot 10^2} = 168,10 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{16810}{5349} = 3.14 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

- **2<sup>ème</sup> type**
  - a. **En travée**

$$\rho = \frac{100A}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.313$  :  $\beta_1 = 0.912$  ;  $K_1 = 41.82$ .

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{18,94.10^6}{0.912.180 \times 5.65.10^2} = 210.88 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{210.88}{41.82} = 5.04 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

### b. Sur appuis

$$\rho = \frac{100A}{b.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 18} = 0.217$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.217$  :  $\beta_1 = 0.925$ ;  $K_1 = 51.67$ .

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{6,68.10^6}{0.925.180 \times 3.92.10^2} = 105.87 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{105.87}{51.67} = 2.05 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

### 1. Etat limite d'ouverture des fissures

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et

aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5,32 du BAEL 91 modifiée99**)[14].

### 2. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91 modifiée99/ Art. B.6.5,1**)[14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

▪ **1<sup>er</sup> type**

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{25}{535} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.0625. \text{ La condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{h}{L} = 0.056 < \frac{M_t}{10.M_0} = 0.085. \text{ La condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{9,23}{100 \times 23} = 0.004 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \text{ La condition est vérifiée.}$$

▪ **2<sup>ème</sup> type**

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{20}{395} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625. \text{ La condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{h}{L} = 0.043 < \frac{M_t}{10.M_0} = 0.084. \text{ La condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.003 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \text{ La condition est vérifiée.}$$

Les conditions «  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$  et  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$  » ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est donc nécessaire pour les deux types d'escaliers.

• **Calcul de la flèche (BAEL 91 modifiée99/ Art B.6.5,2)[14]**

• **1<sup>er</sup> type**

$$f_v = \frac{M_s.l^2}{10.E_v.l_v} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{535}{500} = 1,07 \text{ cm.}$$

$$f_i = \frac{M_s.l^2}{10.E_i.l_i} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{535}{500} = 1,07 \text{ cm.}$$

**Avec :**

.  $M_s$  : Moment fléchissant maximal à l'ELS.

.  $E_v$  : Module de déformation différé. ( $E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86$  MPa).

.  $E_i$  : Module de déformation instantanée ( $E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2$  MPa).

.  $I_{fv}$ ,  $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de longue et courte durée tel que :

$$I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \quad \text{et} \quad I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

**Avec :**

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

**Où :**

$$V_1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0} \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

$S_{ix'x}$  : Moment statique par rapport à l'axe  $xx'$ , tel que :

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d = \frac{100 \cdot 25^2}{2} + 15 \cdot 9,23 \cdot 23 = 34434,35 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = B + n \cdot A = b \cdot h + n \cdot A = 100 \cdot 25 + 15 \cdot 9,23 = 2638,45 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{34434,35}{2638,45} = 13,05 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 25 - 13,05 = 11,95 \text{ cm}.$$

**Donc :**

$$I_0 = \frac{100}{3} [(13,05)^3 + (11,95)^3] + 15(11,95 - 2)^2 \cdot 9,23 = 144671,48 \text{ cm}^4.$$

**Aussi :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

.  $\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{9,23}{100 \cdot 23} = 0,004$  ; Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0,004$  :  $\beta_1 = 0,985$

**Donc :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_{i,d} A} = \frac{41,70 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 23 \cdot 9,23} = 228,68 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \cdot 2,1}{0,004 \left( 2 + \frac{3 \cdot 100}{100} \right)} = 5,25 \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,1$$

**Et :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho_s + f_{t28}} = 1 - \left( \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,004 \cdot 228,68 + 2,1} \right) = 0,36$$

$$\Rightarrow I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{144671,48}{1 + 2,1 \cdot 0,36} = 90625,64 \text{ cm}^4; \text{ et } I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{144671,48}{1 + 5,25 \cdot 0,36} = 55065,27 \text{ cm}^4$$

**. Au final :**

$$f_v = \frac{41,70 \cdot 10^3 \cdot x(535)^2}{10 \cdot 10818,86 \cdot 90625,64} = 1,02 \text{ cm} < 1,07 \text{ cm. La flèche est vérifiée.}$$

$$f_i = \frac{41,70 \cdot 10^3 \cdot x(535)^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 55065,27} = 0,77 \text{ cm} < 1,07 \text{ cm. La flèche est vérifiée.}$$

**. 2<sup>ème</sup> type**

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm.}$$

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm.}$$

**Avec :**

.  $I_{fv}$ ,  $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée tel que :

$$I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \text{ et } I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

**Avec :**

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

**Où :**

$$V_1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0} \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

$S_{ix'x}$  : Moment statique par rapport à l'axe  $xx'$ , tel que :

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15.A.d = \frac{100 \cdot 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525.5 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = B + n.A = b.h + n.A = 100 \times 20 + 15 \times 5.65 = 2084.75 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.32 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm}.$$

**Donc :**

$$I_0 = \frac{100}{3} [(10.32)^3 + (9.68)^3] + 15(9.68 - 2)^2 \cdot 5.65 = 71870.23 \text{ cm}^4.$$

**Aussi :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot ft_{z8}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{5.65}{100 \cdot 18} = 0,00313 ; \text{ Des abaques et pour une valeur de } \rho = 0.003 : \beta_1 = 0.985$$

**Donc :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{18,94 \cdot 10^3}{0.985 \times 18 \times 5.65} = 195.25 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \cdot 2,1}{0,005 \left(2 + \frac{3 \cdot 100}{100}\right)} = 4.2 \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.68$$

**Et :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{z8}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + ft_{z8}} = 1 - \left( \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 195.25 + 2,1} \right) = 0.173$$

$$\Rightarrow I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{71870.23}{1 + 1.68 \times 0.173} = 61284.69 \text{ cm}^4 ; \text{ et : } I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{71870.23}{1 + 4.2 \times 0.173} = 45787.82 \text{ cm}^4$$

**. Au final :**

$$f_v = \frac{18,94 \cdot 10^3 \times (395)^2}{10 \times 10818,86 \times 61284.69} = 0.46 \text{ cm} < 0.94 \text{ cm}. \text{ La flèche est vérifiée.}$$

$$. f_i = \frac{18,94 \cdot 10^3 \times (395)^2}{10 \times 32164,2 \times 45787,82} = 0.21 \text{ cm} < 0.94 \text{ cm. La flèche est vérifiée}$$

### III.4.10. Conclusion

Le ferrailage retenu est le suivant :

- **L'escalier**
  - **1<sup>er</sup> type**
- **En travée**
  - **Armatures principales : 6HA 14/ml ( $S_t = 15$  cm).**
  - **Armatures de répartition : 4HA 10/ml ( $S_t = 25$  cm).**
- **Aux appuis**
  - **Armatures principales : 6HA 10/ml ( $S_t = 15$  cm).**
  - **Armatures de répartition : 4HA 10/ml ( $S_t = 25$  cm).**
- **2<sup>ème</sup> type**
- **En travée**
  - **Armatures principales : 5HA 12/ml ( $S_t = 20$  cm).**
  - **Armatures de répartition : 4HA 10/ml ( $S_t = 25$  cm).**
- **Aux appuis**
  - **Armatures principales : 5HA 10/ml ( $S_t = 20$  cm).**
  - **Armatures de répartition : 4HA 10/ml ( $S_t = 25$  cm).**
- **Armatures transversales :**
  - **Un cadre et un étrier en HA 8.**

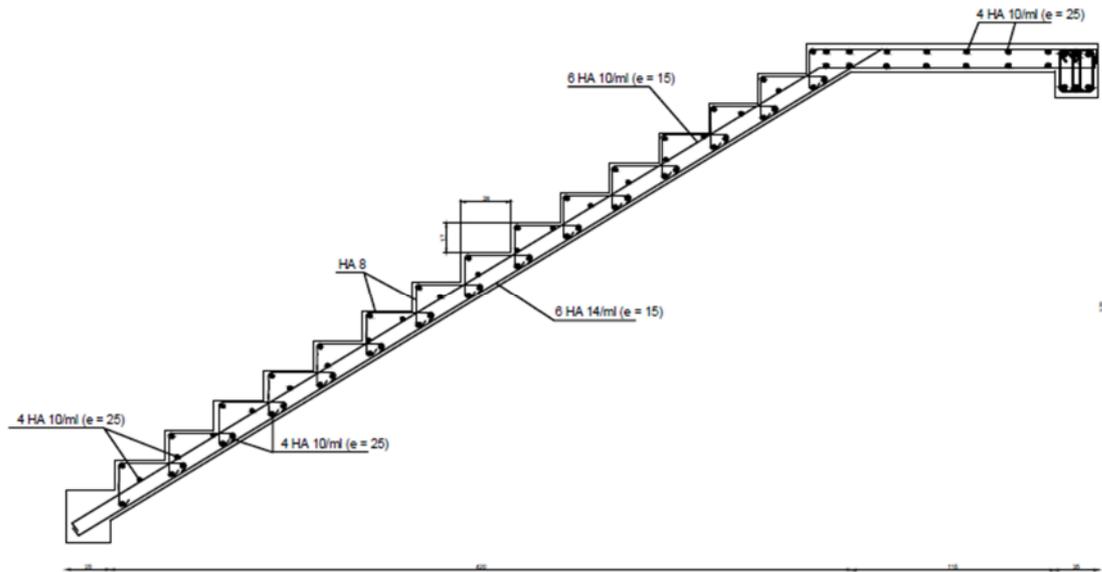


Figure III.28 : Ferrailage de l'escahier Type 1

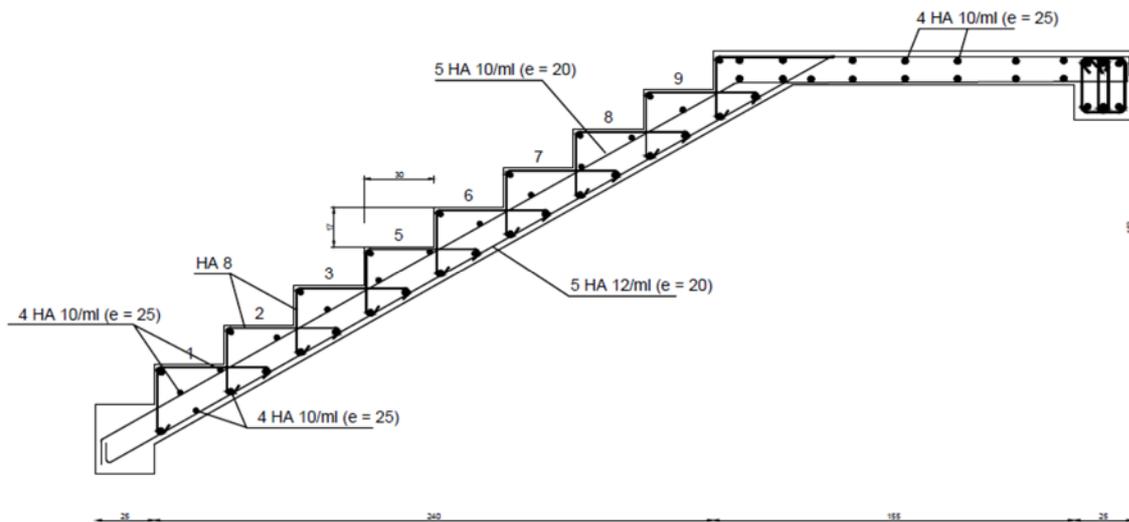


Figure III.29 : Ferrailage de l'escahier Type 2

## III.5. La poutre palière

### III.5.1. Introduction

La structure comporte deux types de poutre palière :

**Le 1<sup>er</sup> type** : est celle au niveau 2,72m ,c'est une poutre rectangulaire d'une longueur de 2.80 m (Entre nus d'appuis) partiellement encastrée dans les poteaux (Semi-encastrée).

Elle est soumise à l'effet de son poids propre et de l'effort tranchant engendré par l'escalier.

**Le 2<sup>ème</sup> type** : est celle au niveau 9,01 m ( et ainsi de suite jusqu'au niveau 30,43 ).

C'est une poutre rectangulaire d'une longueur de 2.80 m (Entre nus d'appuis) partiellement encastrée dans les poteaux (Semi-encastrée).

Elle est soumise à l'effet de son poids propre, du poids du mur extérieur (Double cloison) et de l'effort tranchant engendré par l'escalier.

### III.5.2. Pré-dimensionnement

**1<sup>er</sup> Type :**

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

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

· **Hauteur**

$$. L = 325 - 45 = 280 \text{ cm}$$

$$\mathbf{D'o\grave{u} : } 19 \leq h \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow h = 25 \text{ cm.}$$

$$. \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10}$$

· **Largeur**

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

$$\mathbf{D'o\grave{u} : } 10 \leq b \leq 17.5 \text{ cm} \Rightarrow b = 20 \text{ cm.}$$

$$. 0.4 \times 25 \leq b \leq 0.7 \times 25$$

· **Vérification des conditions du RPA 99 (article 7.5.1)[13]**

$b = 20 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

$h = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

$h/b = 1.667 \leq 4$ . La condition est vérifiée.

Les dimensions retenues pour la poutre palière sont les suivantes : **25x35 cm<sup>2</sup>**.

### 2<sup>eme</sup> Type :

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

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

- **Hauteur**

- $L = 320 - 40 = 280 \text{ cm}$

$$\mathbf{D'o\grave{u} : } 19 \leq h \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow h = 25 \text{ cm.}$$

- $\frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10}$

- **Largeur**

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

$$\mathbf{D'o\grave{u} : } 10 \leq b \leq 17.5 \text{ cm} \Rightarrow b = 20 \text{ cm.}$$

- $0.4 \times 25 \leq b \leq 0.7 \times 25$

- **Vérification des conditions du RPA 99 (article 7.5.1)[13]**

$b = 20 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

$h = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

$h/b = 1.667 \leq 4$ . La condition est vérifiée.

Les dimensions retenues pour la poutre palière sont les suivantes : **25x30 cm<sup>2</sup>**.

### III.5.3 Détermination des charges et surcharges

#### 1<sup>er</sup> Type :

· Poids propre de la poutre palière :  $G = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.187 \text{ kN/ml}$ .

· Réaction au point A à l'ELU :  $R_{A-ELU} = Q_u = 51,16 \text{ kN/ml}$ .

· Réaction au point A à l'ELS :  $R_{A-ELS} = Q_s = 37,20 \text{ kN/ml}$ .

#### 2<sup>eme</sup> Type :

· Poids propre de la poutre palière :  $G_1 = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ kN/ml}$ .

· Poids du mur extérieur :  $G_2 = (1.53 - 0.30) \times 1.875 = 2.31 \text{ kN/ml}$ .

. Réaction au point A à l'ELU :  $R_{A-ELU} = Q_u = 32,73 \text{ kN/ml}$ .

. Réaction au point A à l'ELS :  $R_{A-ELS} = Q_s = 23,70 \text{ kN/ml}$

### III.5.4. Combinaisons de charges

#### 1<sup>er</sup> Type :

. À l'ELU

$$q_u = 1.35G + Q_u = 1.35 \times 2,187 + 51,16 = 54,11 \text{ kN/ml.}$$

. À l'ELS

$$q_s = G + Q_s = 2,187 + 37,20 = 39,38 \text{ kN/ml.}$$

#### 2<sup>eme</sup> Type :

. À l'ELU

$$q_u = 1.35(G_1 + G_2) + Q_u = 1.35(1.875 + 2.31) + 32,73 = 38,37 \text{ kN/ml.}$$

. À l'ELS

$$q_s = (G_1 + G_2) + Q_s = (1.875 + 2.31) + 23,70 = 27,89 \text{ kN/ml.}$$

### III.5.5. Calcul à l'ELU

. Détermination des efforts internes

#### 1<sup>er</sup> Type :

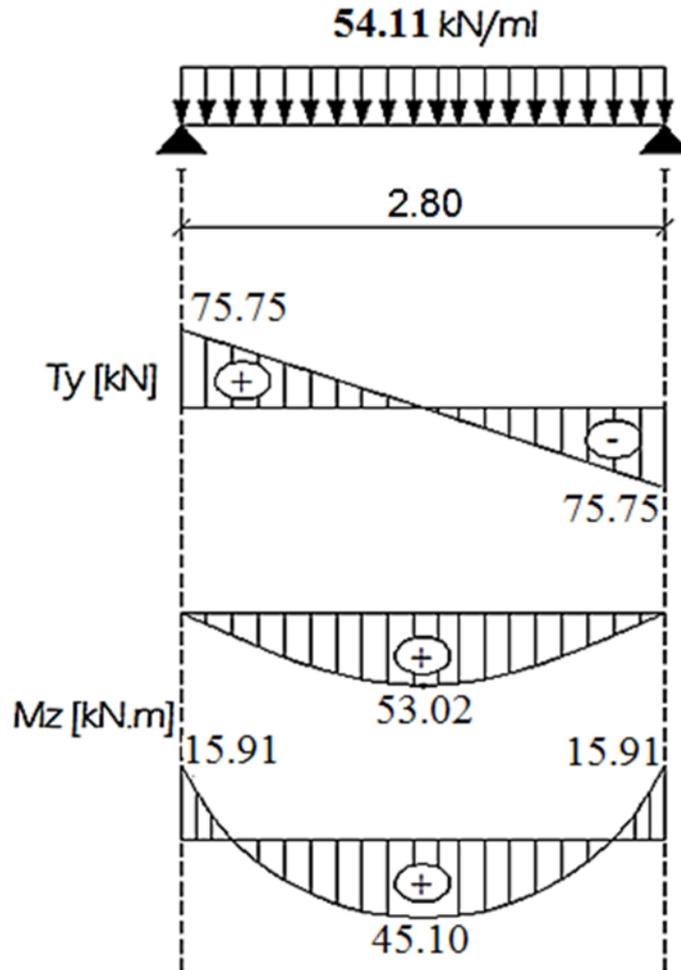
$$R_A = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{54,11 \times 2,80}{2} = 75,75 \text{ kN.m.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{54,11 \times 2,80^2}{8} = 53,02 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

. En travée :  $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 53,02 = 45,10 \text{ kN.m.}$

. Aux appuis :  $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 53,02 = -15,91 \text{ kN.m.}$



**Figure III.30:** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU pour le 1<sup>er</sup> type.

**2<sup>eme</sup> Type :**

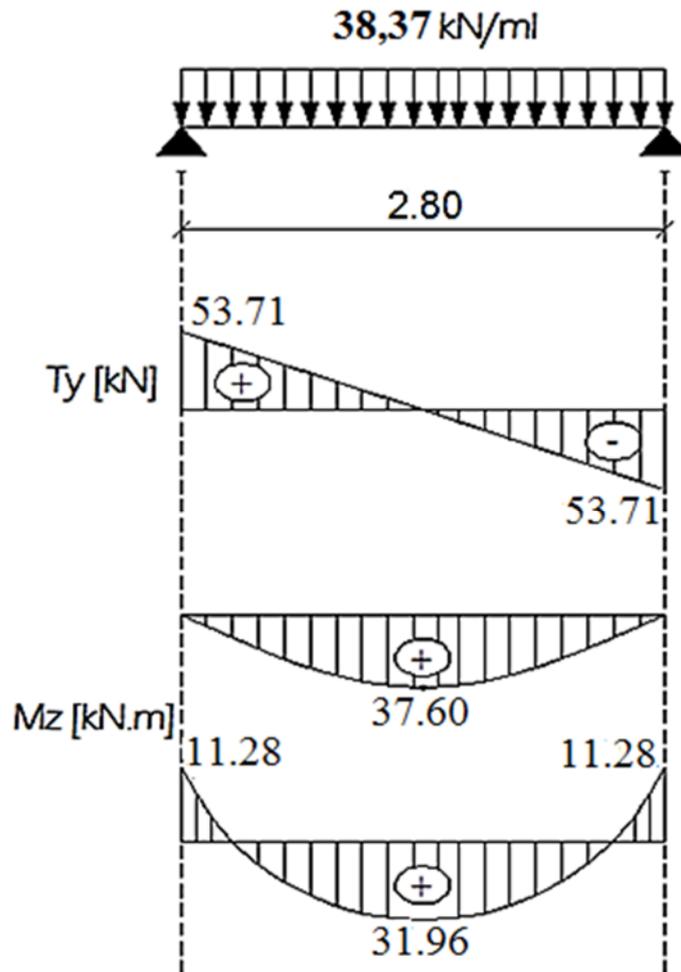
$$R_A = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{38,37 \times 2,80}{2} = 53,71 \text{ kN.m.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{38,37 \times 2,80^2}{8} = 37,60 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

. En travée :  $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 37,60 = 31,96 \text{ kN.m.}$

. Aux appuis :  $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 37,60 = -11,28 \text{ kN.m.}$



**Figure III.31:** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU pour le 2<sup>ème</sup> type.

- **Calcul des armatures**

- **1<sup>er</sup> Type :**

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45,10 \cdot 10^6}{250 \times 330^2 \times 14,2} = 0,116 < \mu_l = 0,392$$

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 et pour une valeur de  $\mu = 0,116$  :  $\beta = 0,938$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{45,10 \cdot 10^3}{0,938 \cdot 33 \cdot 348} = 4,18 \text{ cm}^2.$$

. Soit :  $A_{adoptée} = 3HA 14 = 4,62 \text{ cm}^2$ .

▪ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{15,91.10^6}{250 \times 330^2 \times 14,2} = 0,041 < \mu_l = 0,392$$

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 et pour une valeur de  $\mu = 0,041$  :  $\beta = 0,9795$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{15,91.10^3}{0,9795.33.348} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

. Soit :  $A_{adoptée} = 3HA 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

. **2<sup>eme</sup> Type :**

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{31,96.10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,114 < \mu_l = 0,392$$

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 et pour une valeur de  $\mu = 0,114$  :  $\beta = 0,939$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{31,96.10^3}{0,939.28.348} = 3,49 \text{ cm}^2.$$

. Soit :  $A_{adoptée} = 3HA 14 = 4,62 \text{ cm}^2$ .

▪ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{11,28.10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,040 < \mu_l = 0,392$$

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 et pour une valeur de  $\mu = 0.040$  :  $\beta = 0.980$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,28 \cdot 10^3}{0,980 \cdot 28 \cdot 348} = 1,18 \text{ cm}^2.$$

. Soit :  $A_{adoptée} = 3HA 10 = 2.35 \text{ cm}^2$

### III.5.6. Vérifications à l'ELU

#### a. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.4.2.1)[14]

**1<sup>er</sup> Type :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(25)(33) \frac{2,1}{400} = 1,00 \text{ cm}^2.$$

. En travée :  $A_t = 4,62 > 1,00 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

. Aux appuis :  $A_a = 3,39 > 1,00 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

**2<sup>eme</sup> Type :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(25)(28) \frac{2,1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2.$$

. En travée :  $A_t = 4,62 > 1,00 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

. Aux appuis :  $A_a = 2,35 > 1,00 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

#### b. Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifiée99 / Art. 5.1,211)[14]

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

**1<sup>er</sup> Type :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{75,75 \cdot 10^3}{250 \times 330} = 0,92 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} .$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

**2<sup>eme</sup> Type :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{53,71.10^3}{250 \times 280} = 0,76 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} .$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement

### c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée99 / Art A.6.1 ,3)[14]

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

.  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

.  $\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où

$\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

1<sup>er</sup> Type :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{75,75.10^3}{0,9 \times 330 \times 131,88} = 1.93 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

2<sup>eme</sup> Type :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{53,71.10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88} = 1.61 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.61 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

#### d. Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art 6.1 ,221)[14]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$l_s = 35\phi$$

##### 1<sup>er</sup> Type :

. Pour les HA 12 :  $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$  (Aux appuis).

. Pour les HA 14 :  $l_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm}$  (En travée).

##### 2<sup>eme</sup> Type :

. Pour les HA 10 :  $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$  (Aux appuis).

. Pour les HA 14 :  $l_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm}$  (En travée).

$L_s$  dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0,4L_s$

##### 1<sup>er</sup> Type :

. Pour les HA 12 :  $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$ .

. Pour les HA 14 :  $L_c = 0,4 \times 49 = 19,6 \text{ cm}$ .

. Finalement : La longueur  $L_c = 20 \text{ cm}$ .

##### 2<sup>eme</sup> Type :

. Pour les HA 10 :  $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$ .

. Pour les HA 14 :  $L_c = 0,4 \times 49 = 19,6 \text{ cm}$ .

. Finalement : La longueur  $L_c = 20 \text{ cm}$ .

#### e. Influence de l'effort tranchant

- Au niveau des appuis (BAEL 91 modifiée99/ Art. 5.1,312)[14]

##### 1<sup>er</sup> Type :

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 75,75 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 2,18 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 2,18 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

**2<sup>eme</sup> Type :**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 53,71 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,54 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Sur le béton (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.1, 313)[14]**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{1<sup>er</sup> Type} : \Rightarrow \frac{2 \times 75,75 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,9 \cdot 330} = 1,28 \text{ MPa} < \frac{0,8 \cdot 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

$$\text{2<sup>eme</sup> Type} : \Rightarrow \frac{2 \times 53,71 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,9 \cdot 280} = 1,06 \text{ MPa} < \frac{0,8 \cdot 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

**f. Calcul des armatures transversales pour les deux types (BAEL91 modifiée99 Art. A.7.2,2)[14]**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 , b/10 , \phi_t) = \min (1 ; 2,5 ; 1,4) = 1 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en  $\phi 8$  ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ).

**g. Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.1,22)[14]**

$$1^{\text{er}} \text{ Type : } S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (29,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 29,7 \text{ cm}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ Type : } S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$$

#### h. Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.1,22)[14]

« Si on désigne par  $A_t$  la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité  $f_e$  la quantité  $\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t}$  doit être au moins égale à 0.4 MPa (ou N/mm<sup>2</sup>) ». D'où :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_{t \min} \geq \frac{0.4 \times b_o \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} = 0.375 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

#### i. Exigences du RPA 99 (Art. 7.5.2)[13]

##### 1. Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1)[13]

« Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section ».

##### 1<sup>er</sup> Type :

$$. A_1 = 3\text{HA } 14 + 3\text{HA } 12 = 4,62 + 3,39 = 8.01 \text{ cm}^2.$$

$$. 0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 35 = 4,38 \text{ cm}^2$$

D'où :  $A_1 = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 4,38 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

##### 2<sup>eme</sup> Type :

$$. A_2 = 3\text{HA } 14 + 3\text{HA } 10 = 4,62 + 2.36 = 6,98 \text{ cm}^2.$$

$$. 0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

D'où :  $A_2 = 6,98 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 3.75 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

##### 2. Armatures transversales (Art. 7.5.2.2)[13]

- **Armatures transversales minimales pour les deux types :**

$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < A_{t\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

- **Zone nodale**

$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (7,5 ; 16,8) = 7,5 \text{ cm.}$

$\Rightarrow S_t = 7 \text{ cm.}$

- **Zone courante**

$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm.}$

$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$

### III.5.7. Calcul à l'ELS

- **Détermination des efforts internes**

**1<sup>er</sup> type :**

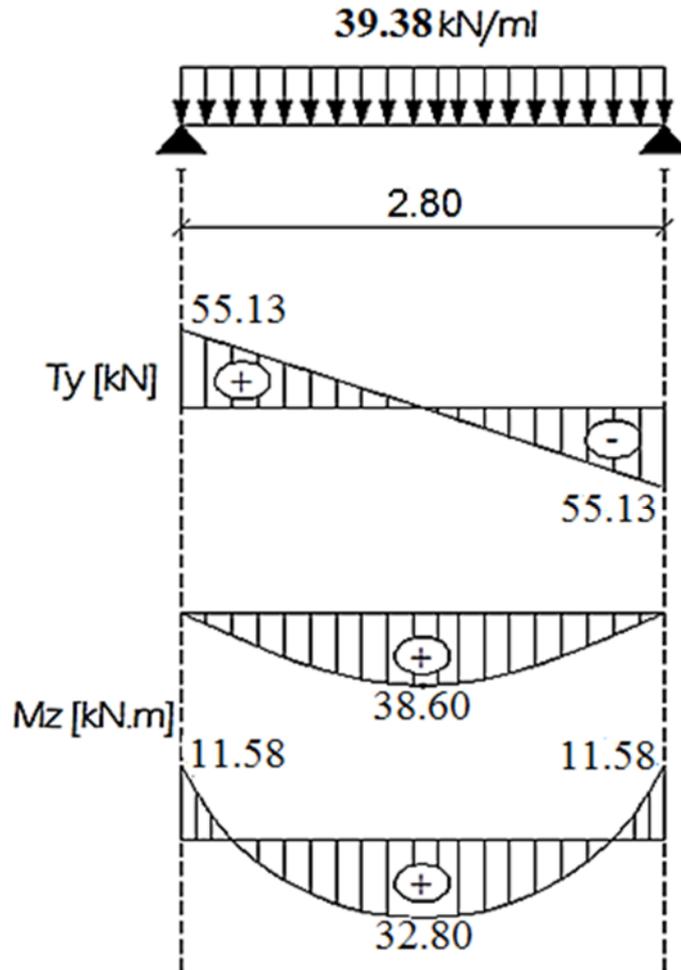
$$R_A = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{39,38 \times 2,80}{2} = 55,13 \text{ kN.m.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{39,38 \times 2,80^2}{8} = 38,60 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

. En travée :  $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 38,60 = 32,80 \text{ kN.m.}$

. Aux appuis :  $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 38,60 = -11,58 \text{ kN.m.}$



**Figure III.32:** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS pour le 1<sup>er</sup> Type

. 2<sup>eme</sup> type :

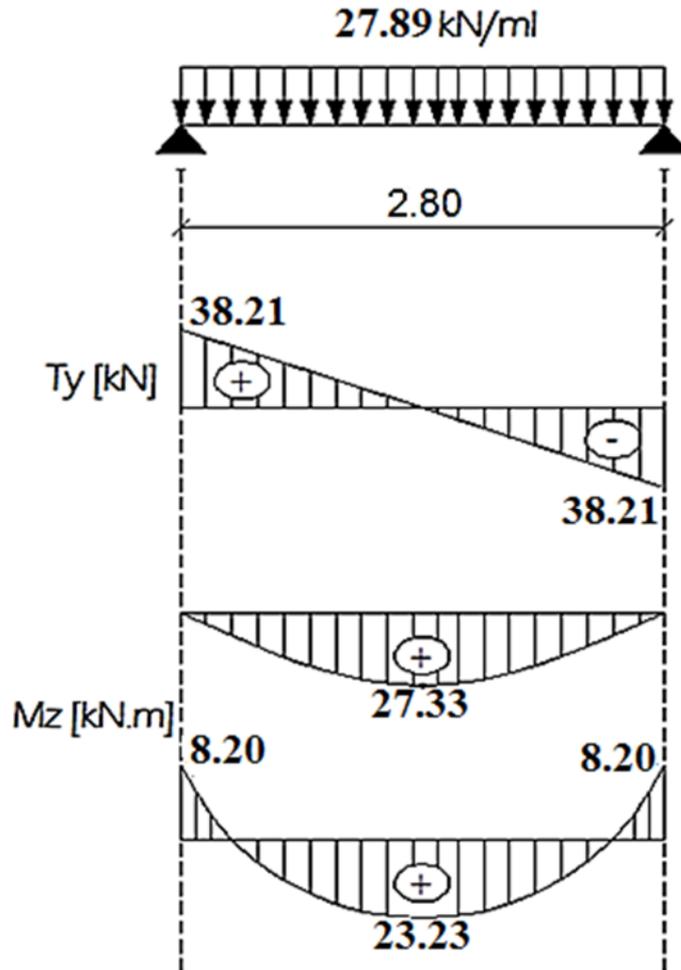
$$R_A = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{27,89 \times 2,80}{2} = 38,21 \text{ kN.m.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{27,89 \times 2,80^2}{8} = 27,33 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

. En travée :  $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 27,33 = 23,23 \text{ kN.m.}$

. Aux appuis :  $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 27,33 = -8,20 \text{ kN.m.}$



**Figure III.33:** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS pour le 2<sup>ème</sup> Type

### III.5.8. Vérifications à l'ELS

#### 1. Etat limite de compression du béton

1<sup>er</sup> Type :

· En travée

$$\cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_t}{K_i}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_i \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 33} = 0,56$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0,56$  :  $\beta_1 = 0,888$  ;  $K_1 = 29,64$ .

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{32,80.10^6}{0,888.330 \times 4,62.10^2} = 242,28 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{242,28}{29,64} = 8,18 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8,18 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$ . La condition est vérifiée.

· **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,41$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0,41$  :  $\beta_1 = 0,901$  ;  $K_1 = 35,50$ .

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{11,58.10^6}{0,901.330 \times 3,39.10^2} = 114,88 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{114,88}{35,50} = 3,23 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3,23 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$ . La condition est vérifiée.

**2<sup>eme</sup> Type :**

· **En travée**

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

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$$

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,66$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0,66$  :  $\beta_1 = 0,881$  ;  $K_1 = 27,02$ .

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{23,23 \cdot 10^6}{0,881 \cdot 280 \times 4,62 \cdot 10^2} = 203,83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{203,83}{27,02} = 7,54 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

· **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 28} = 0,34$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0,34$  :  $\beta_1 = 0,909$  ;  $K_1 = 39,95$ .

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{8,20 \cdot 10^6}{0,909 \cdot 280 \times 2,36 \cdot 10^2} = 136,51 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{136,51}{39,95} = 3,42 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

## 2. Etat limite d'ouverture des fissures

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5,32 du BAEL 91 modifiée99**)[14].

## 3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91 modifiée99/ Art. B.6.5,1**)[14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} ; \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

**D'où :**

**1<sup>er</sup> Type :**

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{35}{280} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{h}{L} = 0.125 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{32,80}{10 \times 38,60} = 0.085. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{4,62}{25 \times 33} = 0.0056 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \text{ La condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

**2<sup>eme</sup> Type :**

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{30}{280} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{h}{L} = 0.125 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{23,23}{10 \times 27,33} = 0.085. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0.0066 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \text{ La condition est vérifiée.}$$

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 est le suivant :

- **La poutre palière**

**1<sup>er</sup> Type :**

· **Armatures longitudinales :**

· **Armatures supérieures (Aux appuis) : 3HA 12.**

· **Armatures inférieures (En travée) : 3HA 14.**

. Armatures transversales :

. Un cadre et un étrier en HA 8.

2<sup>eme</sup> Type :

. Armatures longitudinales :

. Armatures supérieures (Aux appuis) :3HA 10.

. Armatures inférieures (En travée) :3HA 14.

. Armatures transversales :

. Un cadre et un étrier en HA 8.

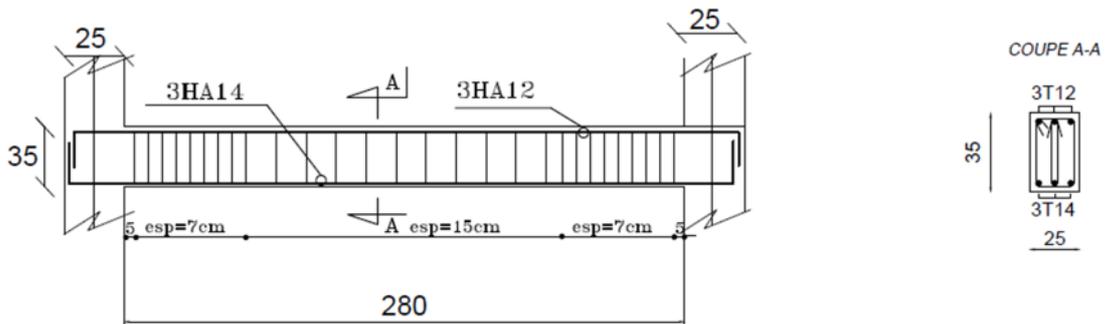


Figure III.34: Ferrailage de la poutre paliere type 1.

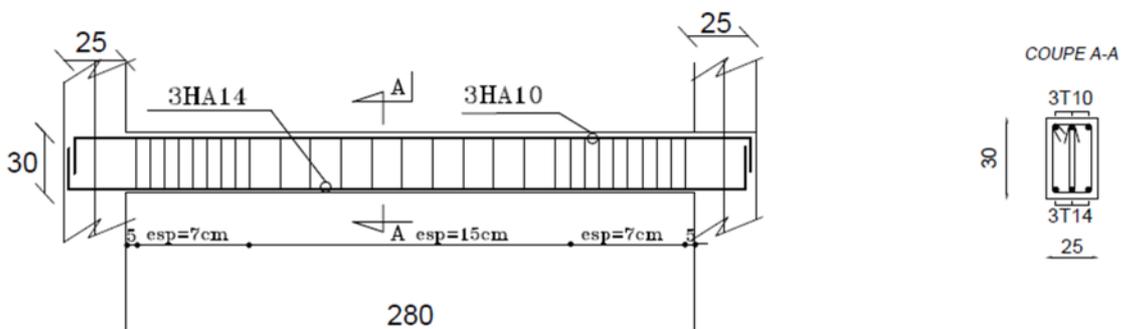


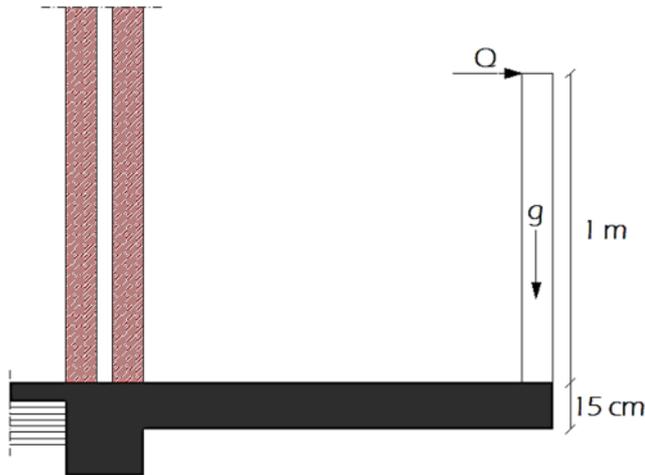
Figure III.35 : Ferrailage de la poutre paliere type 2.

## III.6. Les balcons

### III.6.1. 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.

Figure III.36 : Coupe transversale d'un balcon.



Ce type de balcon se calcule 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.6.2. Détermination des charges et surcharges

#### 1. Charges permanentes

. Poids propre du balcon :  $G = 5.33 \times 1 = 5.33 \text{ kN/ml}$  ( $G = 5.33 \text{ kN/m}^2$  ; a été déterminé dans le chapitre II).

. Poids du garde-corps :  $g = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ kN/ml}$ . Où :

.  $g = 1.62 \text{ kN/m}^2$  est le poids de la brique creuse de 10 cm d'épaisseur et d'un double revêtement (intérieur et extérieur) en ciment de 2 cm d'épaisseur.

#### 2. Surcharge d'exploitation

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

#### 3. Combinaisons de charges :

##### · À l'ELU

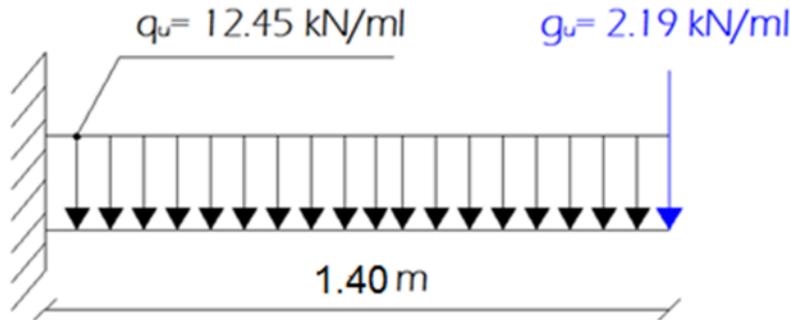
. Charge uniforme :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.45 \text{ kN/ml}$ .

. Charge concentrée :  $g_u = 1.35g = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ kN/ml}$ .

### · À l'ELS

- Charge uniforme :  $q_s = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ kN/ml}$ .
- Charge concentrée :  $g_s = g = 1.62 \text{ kN/ml}$ .

### III.6.3. Calcul à l'ELU



**Figure III.37** : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELU.

### · Calcul du moment fléchissant

$$M_u = - \frac{q_u \cdot l^2}{2} - g_u \cdot l = - \frac{12.45 \times 1.4^2}{2} - 2.19 \times 1.4 = - 15.27 \text{ kN.m.}$$

### · Calcul de l'effort tranchant

$$T_u = (q_u \cdot l) + g_u = 12.45 \times 1.4 + 2.19 = 19.62 \text{ kN.}$$

### · Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m).

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15.27 \cdot 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.063 < \mu_l = 0.392$$

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 et pour une valeur de  $\mu = 0.063$  :  $\beta = 0.9675$ .

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15.27 \cdot 10^3}{0,9675 \cdot 13 \cdot 348} = 3.48 \text{ cm}^2.$$

. Soit :  $A_{adoptée} = 5HA 12 = 5.65 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

### · Armatures de répartition

Selon l'article **A.8.2,41 du BAEL 91 modifiée 99** [14], Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas du balcon) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$A_r \geq 1/4 A_{adoptée} = 1.41 \text{ cm}^2$ . Soit : **4HA 10** = 3.14 cm<sup>2</sup>. Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## III.6.4. Vérifications à l'ELU

### a. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée 99/Art A.4.2 ,1) [14]

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100)(13) \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

$A = 3.92 > 1.57 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

### b. Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.5.1 ,211) [14]

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{19,62 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0.15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}.$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.6.1 ,3) [14]

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

.  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

### Chapitre III Calcul des éléments non-structuraux

.  $\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

**Donc :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

**Où :**

$\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.62 \cdot 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} = 1.07 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

#### **d. Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art 6.1 ,221)[14]**

. Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$l_s = 35\phi = 35 \times 1 = 35 \text{ cm.}$$

$l_s$  dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0.4l_s = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$ . D'où :  $L_c = 15 \text{ cm}$

#### **e. Espacements des barres (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.8.2, 42)[14]**

Pour des charges concentrées :

. **Armatures principales** :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

. **Armatures de répartition** :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

III.6.5. Vérifications à l'ELS :

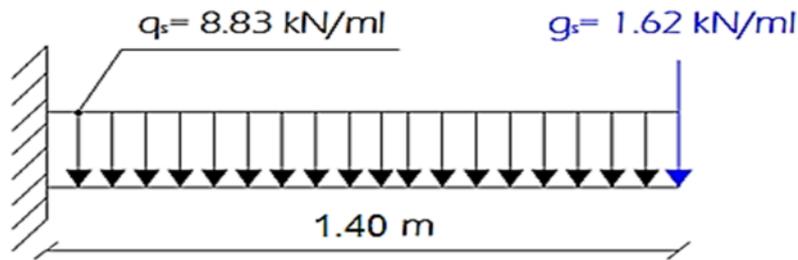


Figure III.38: Schéma statique de calcul du balcon à l'ELS.

· Calcul du moment fléchissant

$$M_s = - \frac{q_s \cdot l^2}{2} - g_s \cdot l = M_{Rs} = - \frac{8.83 \times 1.4^2}{2} - 1.62 \times 1.4 = - 10.92 \text{ kN.m}$$

1. Etat limite de compression du béton

·  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$

·  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

·  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.3.$$

Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.3$  :  $\beta_1 = 0.913$  ;  $K_1 = 42.47$ .

Donc :

·  $\sigma_{st} = \frac{10.92 \cdot 10^6}{0.913 \cdot 130 \times 3.92 \cdot 10^2} = 234.70 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{234.7}{42.47} = 5.53 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

### 2. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL 91 modifiée99) [14].

### 3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91 modifiée99 modifiée99/ Art. B.6.5,1)[14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} ; \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

D'où :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.115 > \frac{M_t}{10.M_0} = 0.1. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{3.92}{100 \times 13} = 0.003 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \text{ La condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

### III.6.6. Conclusion

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

. **Armatures principales** : 5 HA 12/ml ( $S_t = 20$  cm).

. **Armatures de répartition** : 4 HA 10 ( $S_t = 25$  cm).

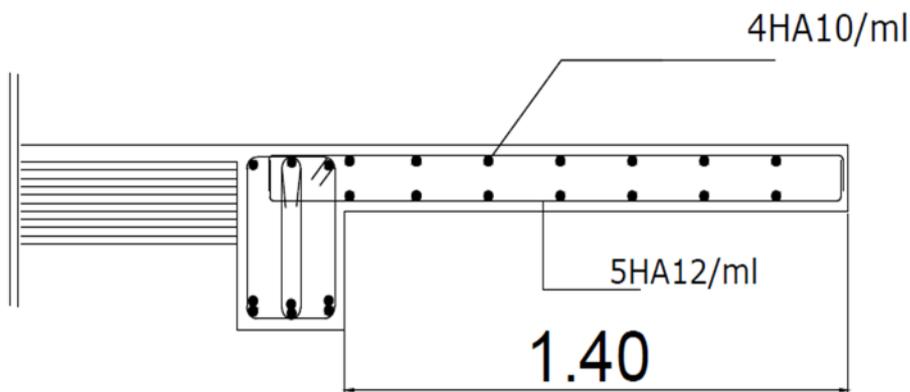


Figure III.39 : Ferrailage des balcons.

# **C**hapitre IV : Modélisation de la structure

## IV.1 Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses, pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

## IV.2 Définition d'un logiciel de calcul

**Logiciel de calcul** est un logiciel destiné à modéliser, analyser, dimensionner les différents types de structures et les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure à partir des plans d'architecture.

## IV.3 Les étape de la modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

➤ **Manuel d'utilisation d'ETABS**

Pour notre modélisation on a utilisé la version ETABS V.9.7.1

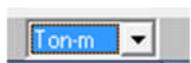
Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :



## IV.4. Etapes d'introduction des données

L'introduction des données relatives à une structure se fait en plusieurs étapes. Dans ce qui suit, nous présenterons les différentes interfaces et raccourcis utilisés.

\*Choisir les unités



on choisit l'unité **KN-m** .

\*Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**

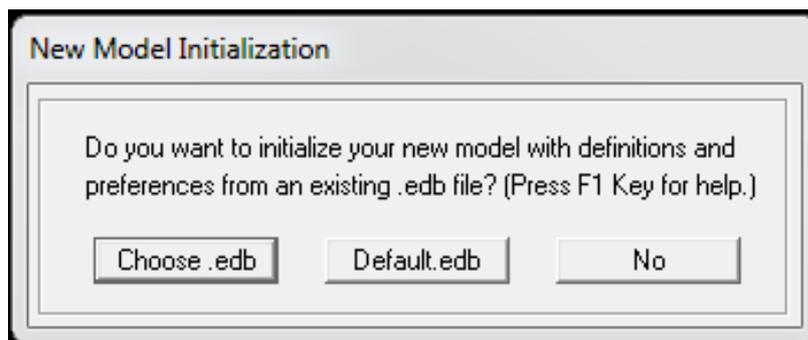


Figure IV.1 : Interface d'initialisation du modèle.

La boîte de dialogue suivante apparaît :

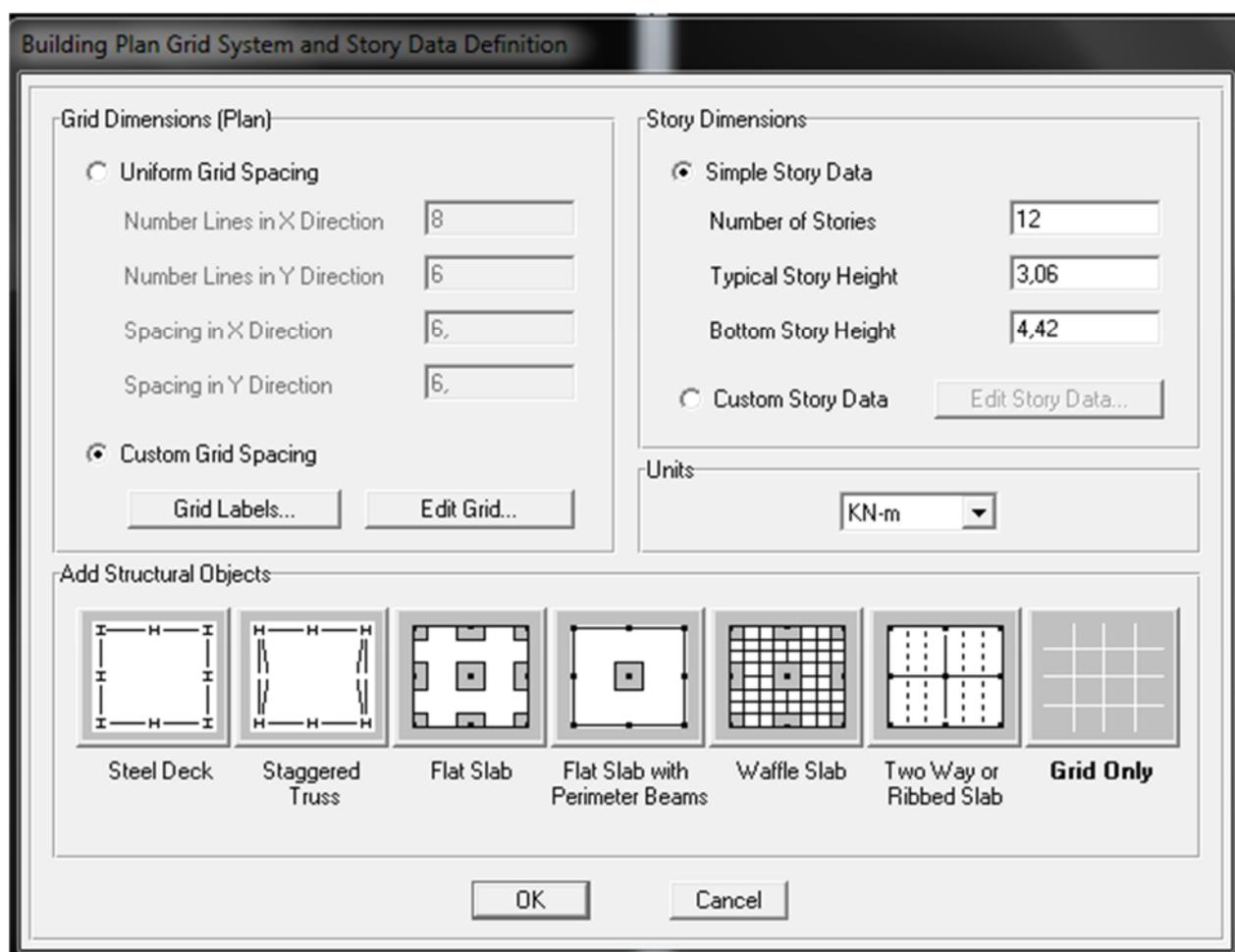
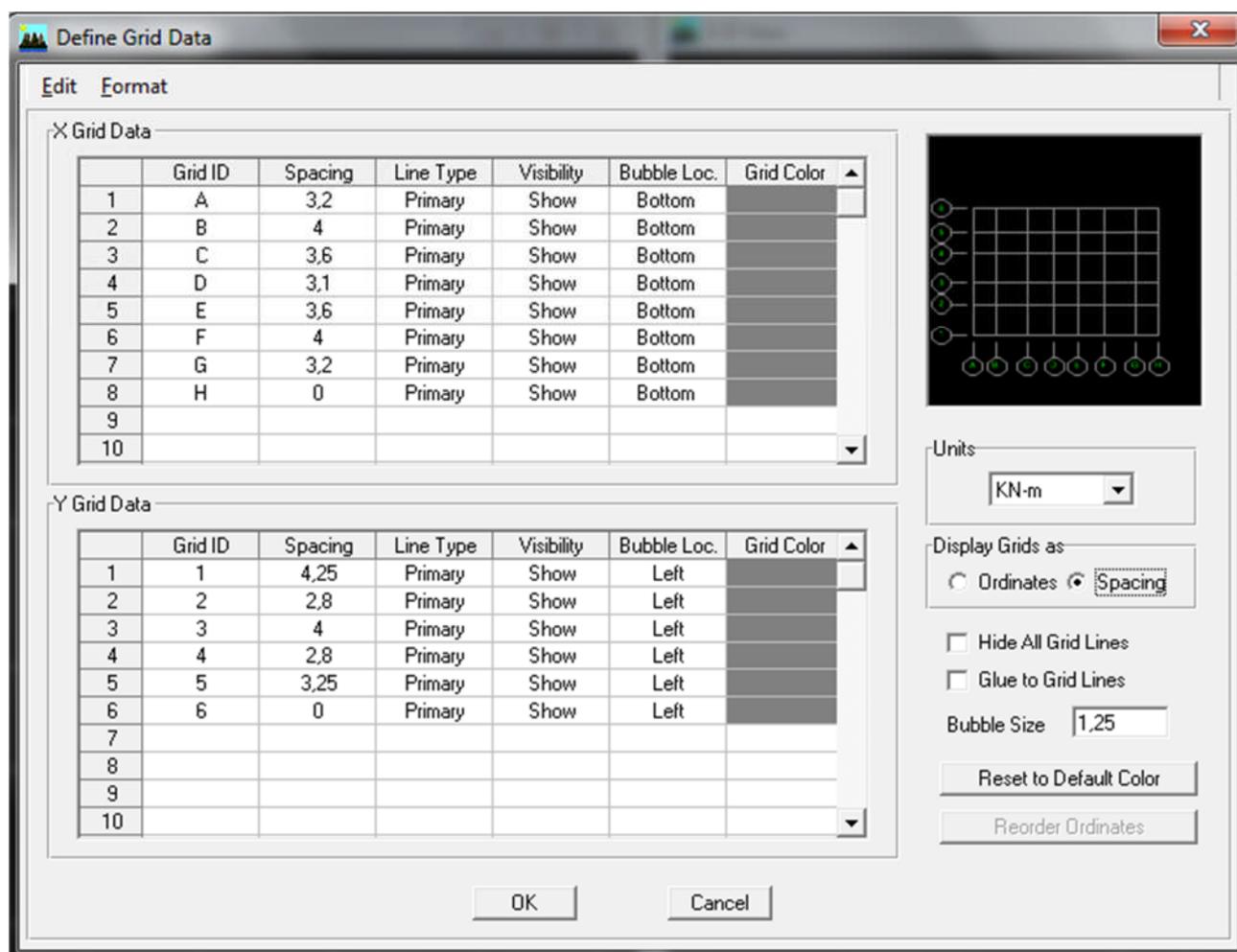


Figure IV.2 : Interface d'introduction des données générales.

L'interface ci-dessus permet d'introduire :

- le nombre d'axes,
- le nombre de niveaux,
- la hauteur du RDC et des étages courants.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custum Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.



**Figure IV.3** : Interface de modification des entre-axes.

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custum Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment (fig. IV-4).

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	STORY12	3,06	38,08	Yes		No	0,
12	STORY11	3,06	35,02	No	STORY12	No	0,
11	STORY10	3,06	31,96	No	STORY12	No	0,
10	STORY9	3,06	28,9	No	STORY12	No	0,
9	STORY8	3,06	25,84	No	STORY12	No	0,
8	STORY7	3,06	22,78	No	STORY12	No	0,
7	STORY6	3,06	19,72	No	STORY12	No	0,
6	STORY5	3,06	16,66	No	STORY12	No	0,
5	STORY4	3,06	13,6	No	STORY12	No	0,
4	STORY3	3,06	10,54	No	STORY12	No	0,
3	STORY2	3,06	7,48	No	STORY12	No	0,
2	STORY1	4,42	4,42	No	STORY12	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height

Master Story

Similar To

Splice Point

Splice Height

Units

Change Units

Figure IV.4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.

### \*définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés

En utilisant le raccourci  suivant :

On introduit :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours ( $f_{c28}$ )
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal ( $f_e$ )
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal

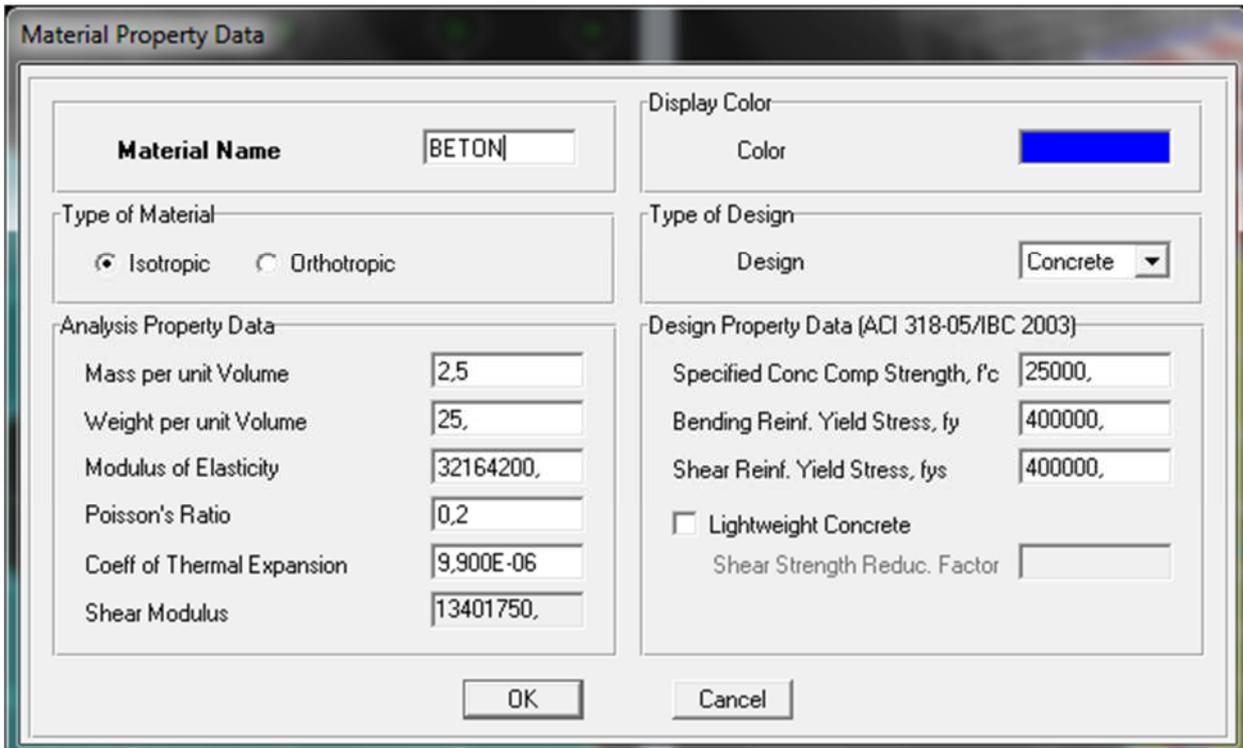
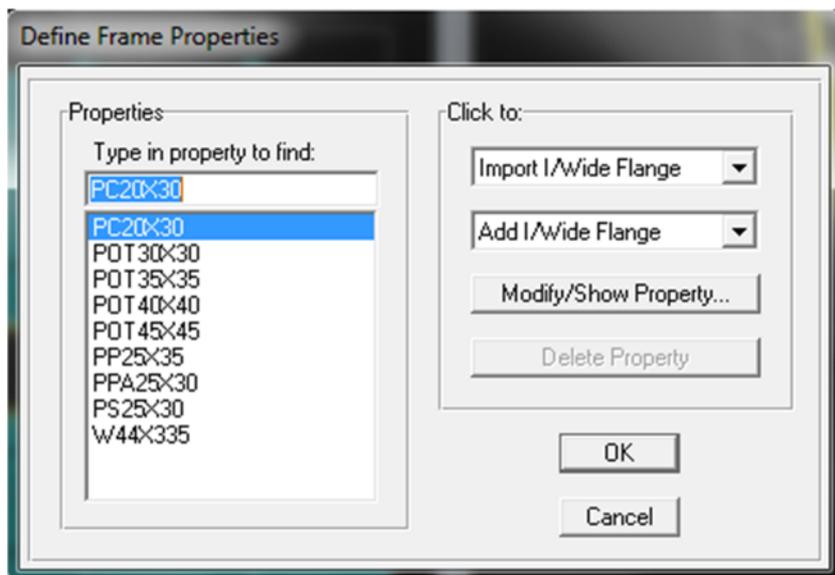
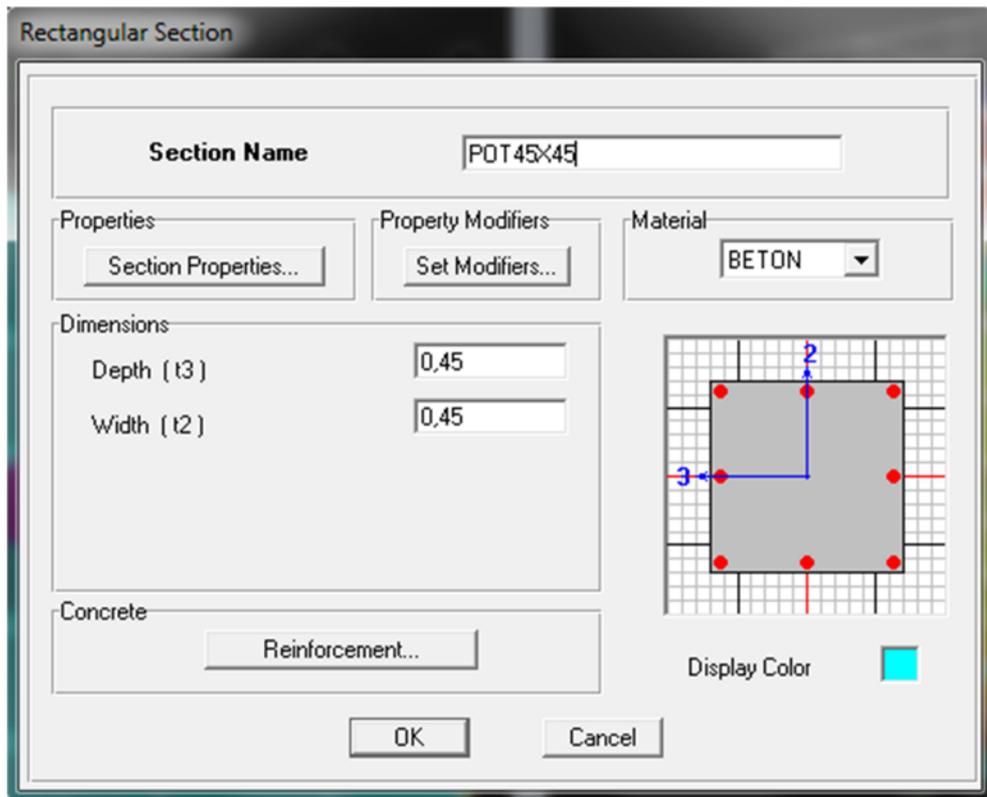


Figure IV.5 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

Ensuite on introduire les dimensions des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le raccourci suivant :





Define - frame section-add TEE pour le dimensionnement du PLANCHER

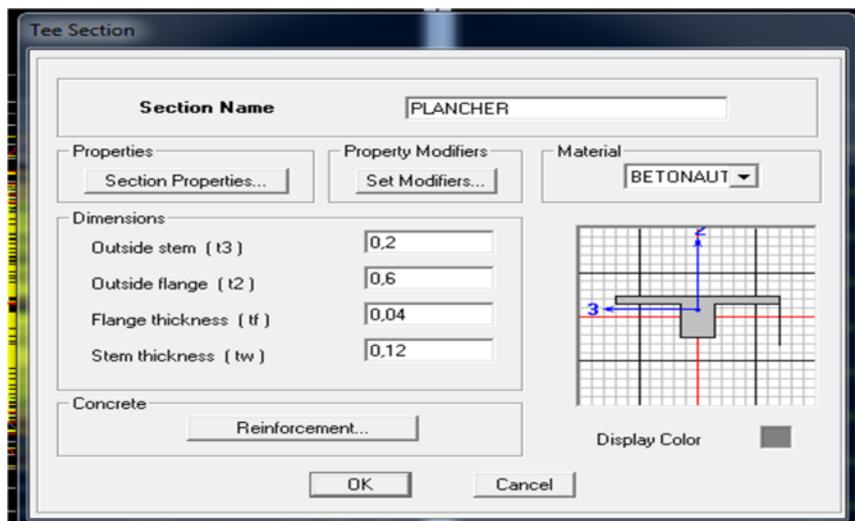


Figure IV.6 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.

- Les dimensions des éléments plans (dalles et voiles) sont introduites en utilisant le raccourci suivant :

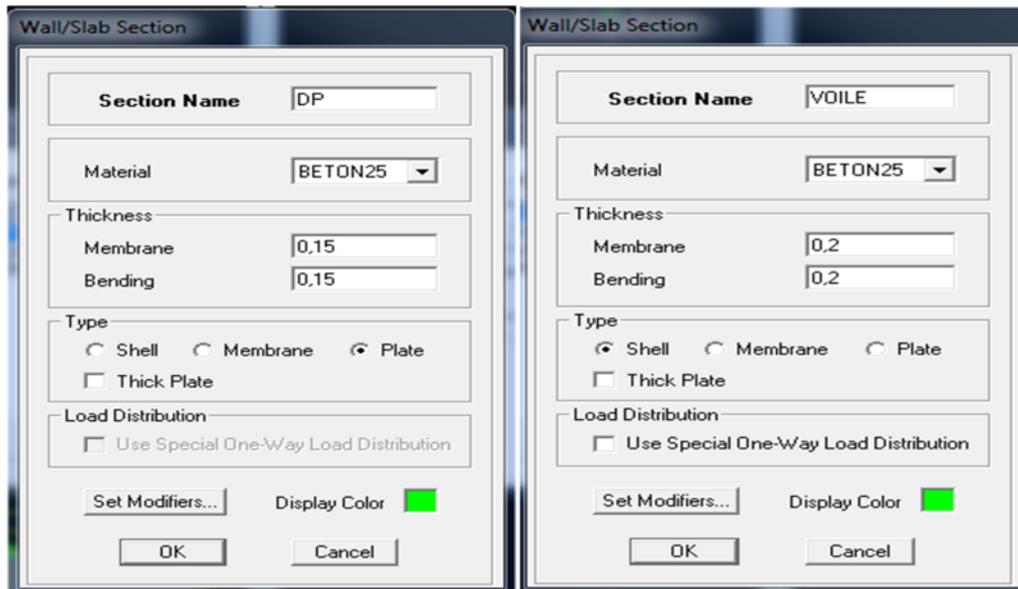


Figure IV.7 : Interfaces d'introduction des données des voiles et des dalles.

➤ Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :

 Pour les poteaux : 

 Pour les poutres : 

 Pour les dalles et les voiles : 

### IV.5. Etape de chargement

Pour charger les poutrelles en utilisant le raccourci suivant : 

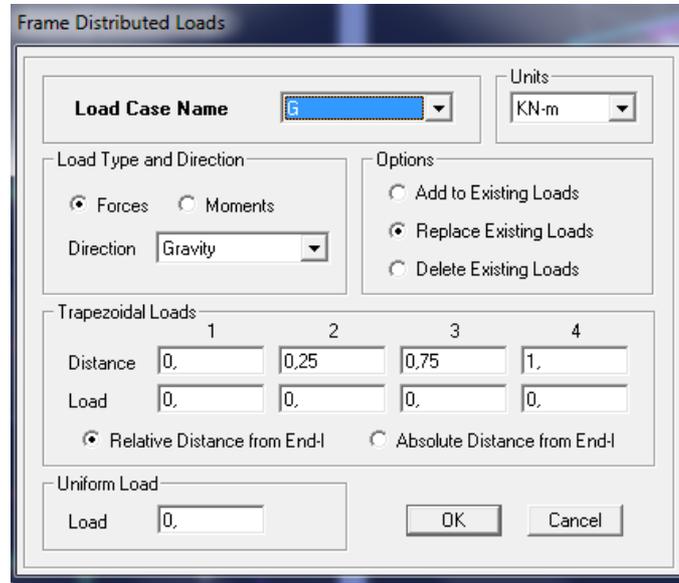


Figure IV.8 : Interface d'introduction des charges pour les poutres.

Et pour la charge des dalles pleines, on utilise le raccourci suivant : 

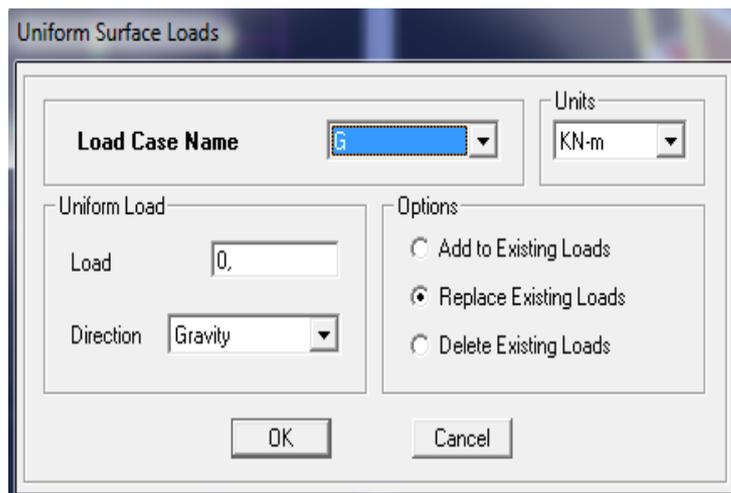
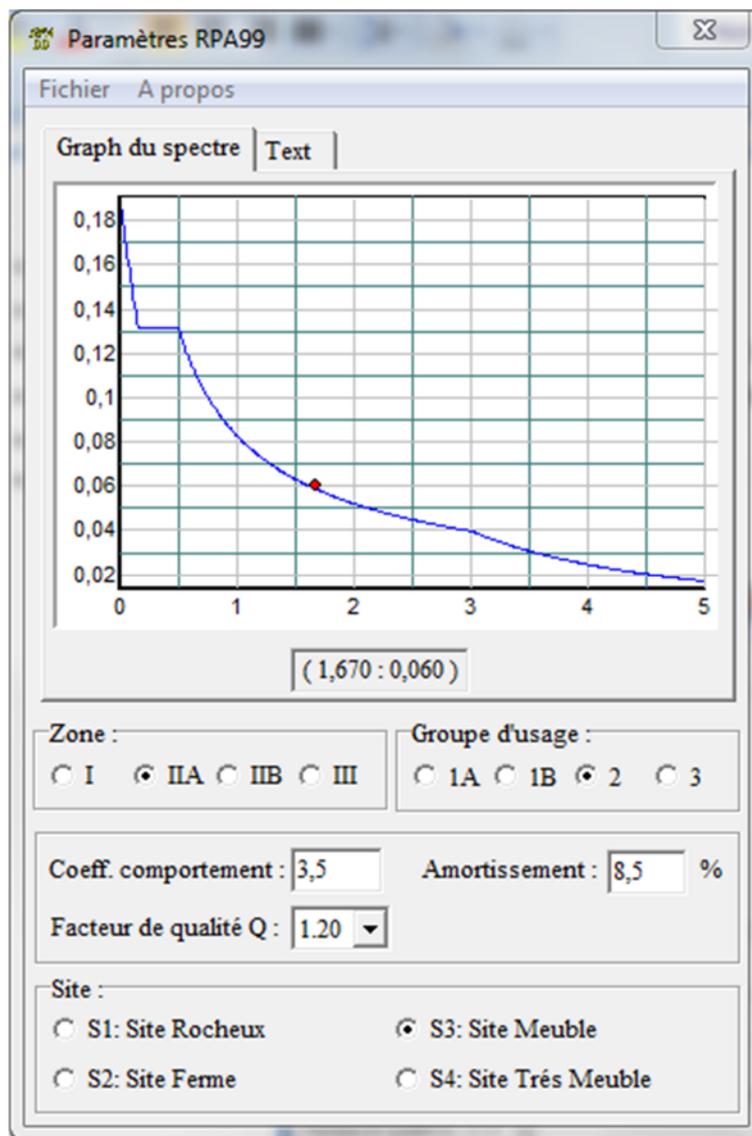


Figure IV.9 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.

➤ On définit le spectre du RPA à partir du logiciel **RPA99** ci-dessous :

Ce logiciel permet d'introduire les données sismiques suivantes :

- **La zone** : II<sub>a</sub>
- **Le groupe d'usage** : 2 (bâtiments à usage d'habitations).
- **Le coefficient de comportement R** : contreventement voile porteur (R = 3,5).
- **Le coefficient d'amortissement A** : A = 8.5 (Tableau 4.1 RPA 99. V2003).
- **Site** : S3. (site meuble)
- **Facteur de qualité (Q)**:  $Q=1+\Sigma P_q$ : Q=1,20



**Figure IV.10** : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.

- Introduire le spectre du RPA en utilisant le raccourci suivant:

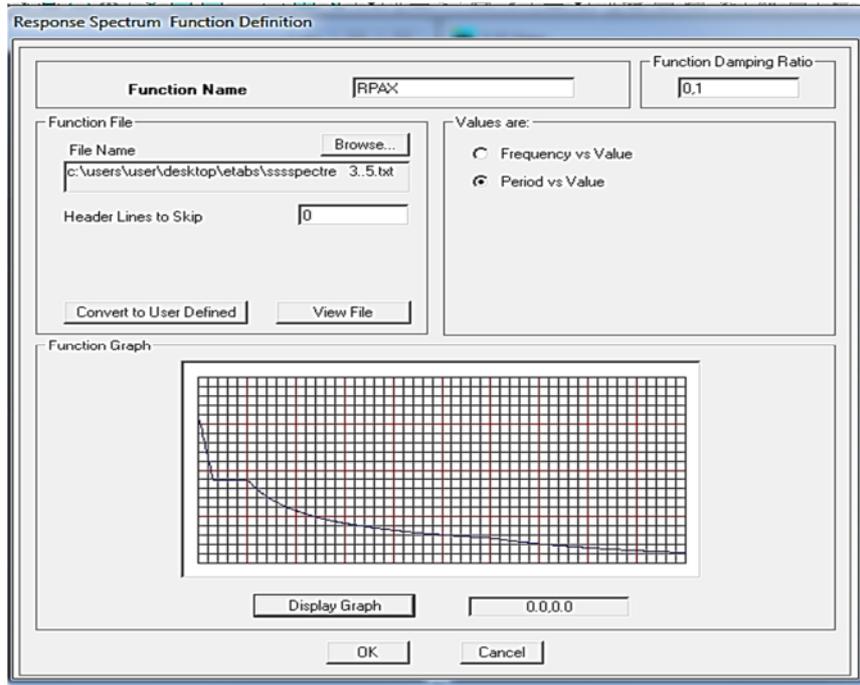
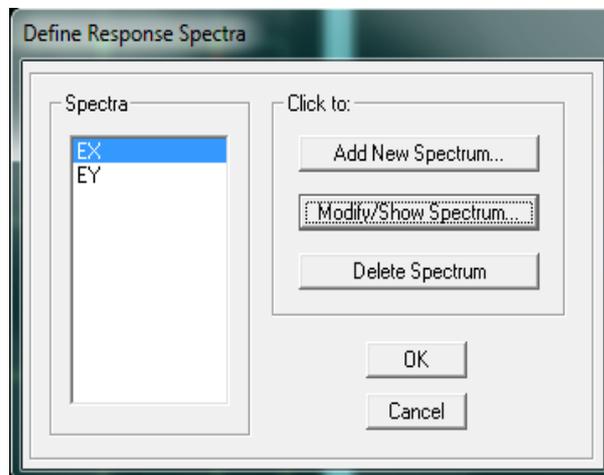


Figure IV.11 : Interface d'introduction du spectre

- Introduire les caractéristiques du spectre en utilisant le raccourci suivant :



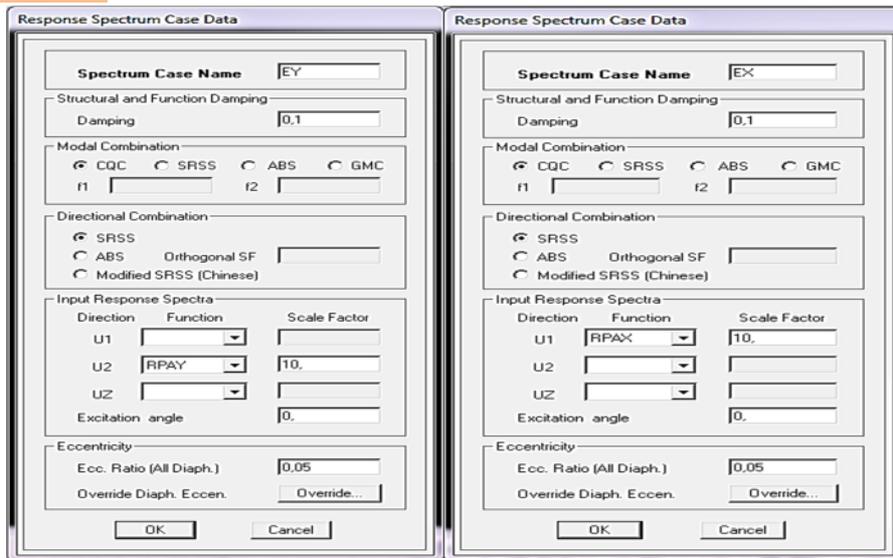


Figure IV.12 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.

- Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure en utilisant le raccourci suivant :



Pour notre structure, on a un encastrement, donc on clic sur la fenêtre :

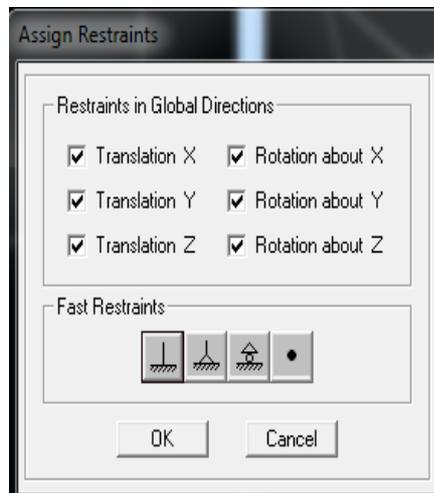
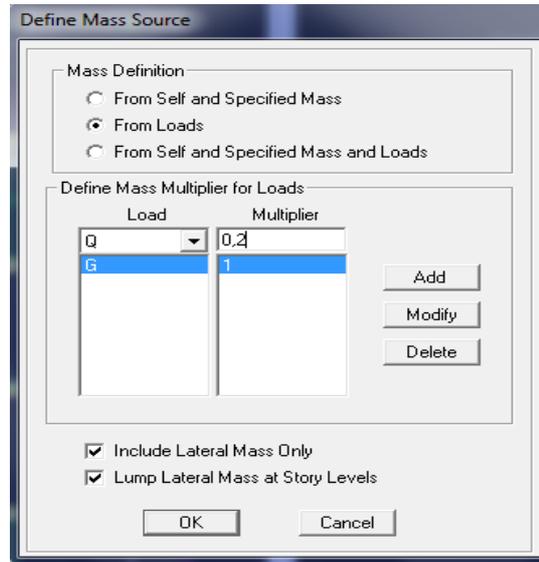


Figure IV.13 : Interface d'introduction des types d'appuis.

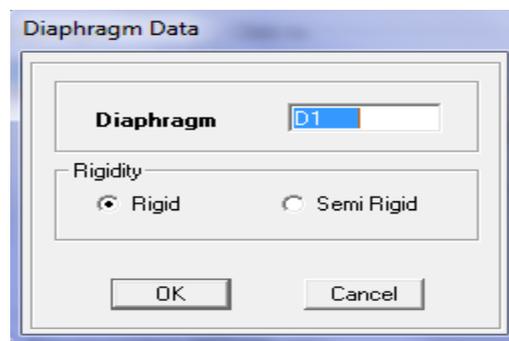
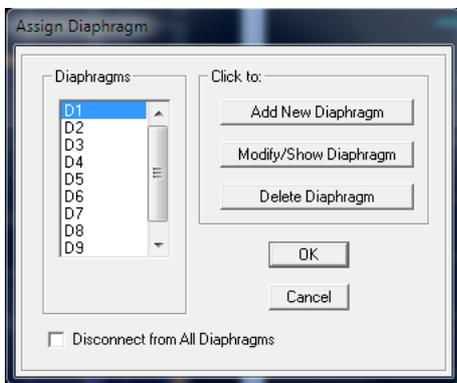
- Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique en utilisant le raccourci

suisvant :



**Figure IV.14 :** Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique

- Définir les différents diaphragmes en utilisant le raccourci suisvant :



**Figure IV.15 :** Interface d'introduction des diaphragmes.

- Introduire les combinaisons d'actions en utilisant le raccourci suisvant :

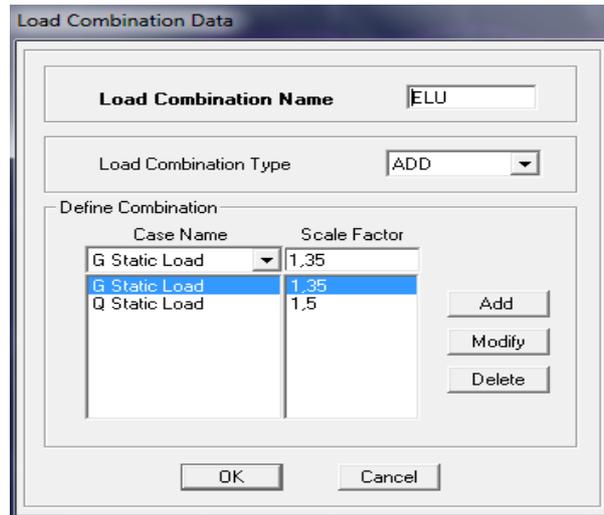
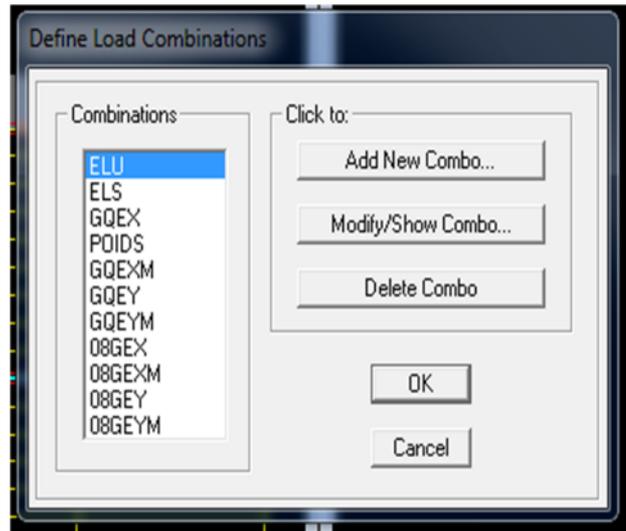


Figure. IV.16 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.

Les données étant introduites, une visualisation en 3D permet de voir la structure.

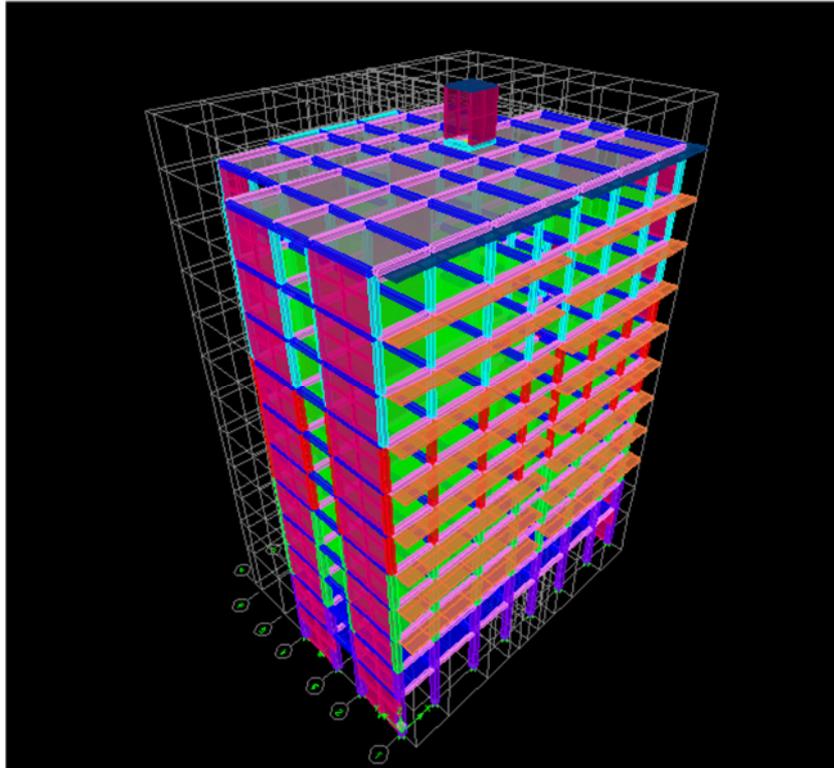


Fig. IV.17 : Vue en 3D de la structure.

Et une autre visualisation permet de voir la structure en plan :

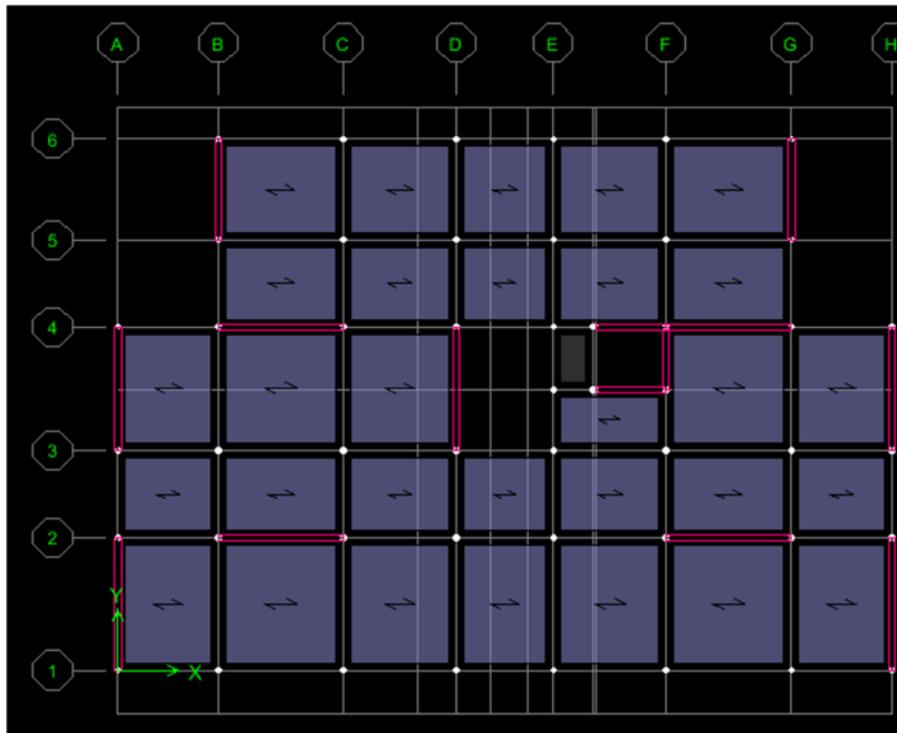


Figure IV.18 : Vue en plan de la structure

**C**hapitre V : Vérifications des résultats  
obtenus vis-à-vis des exigences du RPA  
99/2003

### V.1. Introduction

Le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage

En s'appuyant sur le règlement parasismique Algérien on doit faire les vérifications suivantes :

- Estimation de la période fondamentale de la structure T
- Vérification de l'excentricité
- Le pourcentage de la participation de la masse modale (La masse participante)
- Classification de système de contreventement
- Vérification des déplacements relatifs
- Déplacement maximal
- Vérification de l'effort tranchant à la base
- Justification vis-à-vis de l'effet Delta
- Vérification des efforts normaux au niveau des poteaux

### V.2. Estimation de la période fondamentale T [Art 4.2.4 RPA 99/2003]

- On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où :  $h_N = 38.08\text{m}$
- $C_T$  : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 de RPA. D'où :  $C_T = 0.05$

Donc :

$$T_{\text{RPA}} = 0.05(38.08)^{3/4}$$

$$T_{\text{RPA}} = 0.76 \text{ sec}$$

Après avoir calculé la période empirique  $T_{RPA}$  il aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0.3 T_{RPA}$$

$$T_{maj} = 0.76 + 0.23 \quad \text{D'où : } T_{maj} = 0.99 \text{ sec}$$

A partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS après l'analyse on tire le  $T_{analytique}$  :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.895131	66.4707	2.3502	0.0000	66.4707	2.3502	0.0000	3.3643
2	0.775974	2.3539	65.8824	0.0000	68.8246	68.2326	0.0000	94.6308
3	0.677145	0.1454	0.0020	0.0000	68.9701	68.2346	0.0000	0.0014
4	0.211639	18.2525	0.5927	0.0000	87.2225	68.8273	0.0000	0.0493
5	0.176438	0.6596	18.1956	0.0000	87.8822	87.0229	0.0000	1.5508
6	0.151034	0.0256	0.0035	0.0000	87.9078	87.0264	0.0000	0.0003
7	0.090965	6.5693	0.1463	0.0000	94.4771	87.1727	0.0000	0.0078
8	0.073377	0.1376	6.7479	0.0000	94.6147	93.9206	0.0000	0.3056
9	0.062114	0.0065	0.0031	0.0000	94.6212	93.9237	0.0000	0.0001
10	0.053588	2.8945	0.0555	0.0000	97.5157	93.9792	0.0000	0.0015
11	0.043295	0.0611	2.0541	0.0000	97.5768	96.0332	0.0000	0.0405
12	0.039400	0.0076	1.1938	0.0000	97.5844	97.2271	0.0000	0.0206

**Figure V.1** : Résultats des périodes donnés par le logiciel ETABS

$T_{analytique}$  c'est la valeur la plus défavorable des périodes données par le tableau ci-dessus en fonction des modes propres de vibrations

Donc :  $T_{analytique} = 0.895 \text{ sec}$

**Tableau V.1** : Tableau récapitulatif des périodes

Période	$T_{RPA}$	$T_{maj}$	$T_{analytique}$
Sa valeur en sec	0.76	0.99	0.895

On remarque que  $T_{RPA} = 0.76 \text{ sec} < T_{analytique} = 0.895 \text{ sec} < T_{maj} = 0.99 \text{ sec}$

La condition est vérifiée donc la période fondamentale de la structure est  $T = 0.895 \text{ sec}$

### V.3. Vérification de l'excentricité [Art 4.3.7 RPA 99/2003] :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (Additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

- Pour vérifier l'excentricité il faudrait calculer la distance entre le centre de masse CM et le centre de rigidité CR (  $e_x$  et  $e_y$  ) ensuite on le compare à  $0.05L$  dans les deux sens (longitudinale et transversale )

Le tableau ci-dessous représente les coordonnées de centre de masse et de centre de rigidité donné par le logiciel ETABS après l'analyse qui nous permettra par la suite de calculer  $e_x$  et

	Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	STORY1	D1	12.421	7.987	12.421	7.987	12.431	8.064
	STORY2	D2	12.410	7.971	12.410	7.971	12.438	8.100
	STORY3	D3	12.409	7.879	12.409	7.879	12.448	8.134
	STORY4	D4	12.409	7.879	12.409	7.879	12.458	8.158
	STORY5	D5	12.410	7.873	12.410	7.873	12.468	8.175
	STORY6	D6	12.410	7.868	12.410	7.868	12.476	8.186
	STORY7	D7	12.410	7.868	12.410	7.868	12.483	8.193
	STORY8	D8	12.411	7.872	12.411	7.872	12.489	8.198
	STORY9	D9	12.390	7.903	12.390	7.903	12.494	8.203
	STORY10	D10	12.391	7.964	12.391	7.964	12.499	8.207
	STORY11	D11	12.543	7.816	12.543	7.816	12.503	8.211
	STORY12	D12	16.582	10.025	16.582	10.025	17.525	9.916

Figure V.2 : Coordonnées de centre de masse et de centre de torsion donnés par ETABS

#### 1. Suivant XX :

Pour que l'excentricité soit vérifiée :

$$|XCM - XCR| \leq 5 \% Lx$$

**Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité dans le sens X-X**

<b>STORY</b>	<b>XCM</b>	<b>XCR</b>	<b>ex</b>	<b>5%Lx</b>	<b>Condition</b>
<b>STORY 1</b>	12.421	12.431	0.010	1.235	Vérifiée
<b>STORY 2</b>	12.410	12.438	0.028	1.235	Vérifiée
<b>STORY 3</b>	12.409	12.448	0.039	1.235	Vérifiée
<b>STORY 4</b>	12.409	12.458	0.049	1.235	Vérifiée
<b>STORY 5</b>	12.410	12.468	0.058	1.235	Vérifiée
<b>STORY 6</b>	12.410	12.476	0.066	1.235	Vérifiée
<b>STORY 7</b>	12.410	12.483	0.073	1.235	Vérifiée
<b>STORY 8</b>	12.411	12.489	0.078	1.235	Vérifiée
<b>STORY 9</b>	12.390	12.494	0.104	1.235	Vérifiée
<b>STORY 10</b>	12.391	12.499	0.108	1.235	Vérifiée
<b>STORY 11</b>	12.543	12.503	0.040	1.235	Vérifiée
<b>STORY 12</b>	16.582	17.525	0.943	1.235	Vérifiée

## 2. Suivant yy:

Pour que l'excentricité soit vérifiée :

$$|YCM - YCR| \leq 5 \% Ly$$

**Tableau V.3 : Vérification de l'excentricité dans le sens Y-Y**

	<b>YCM</b>	<b>YCR</b>	<b>Ey</b>	<b>5%Ly</b>	
<b>STORY 1</b>	7.987	8.064	0.077	0.855	Vérifiée
<b>STORY 2</b>	7.971	8.100	0.129	0.855	Vérifiée
<b>STORY 3</b>	7.879	8.134	0.255	0.855	Vérifiée
<b>STORY 4</b>	7.879	8.158	0.279	0.855	Vérifiée
<b>STORY 5</b>	7.873	8.175	0.302	0.855	Vérifiée
<b>STORY 6</b>	7.868	8.186	0.318	0.855	Vérifiée
<b>STORY 7</b>	7.868	8.193	0.325	0.855	Vérifiée
<b>STORY 8</b>	7.872	8.198	0.326	0.855	Vérifiée
<b>STORY 9</b>	7.903	8.203	0.300	0.855	Vérifiée
<b>STORY 10</b>	7.964	8.207	0.243	0.855	Vérifiée
<b>STORY 11</b>	7.816	8.211	0.395	0.855	Vérifiée
<b>STORY 12</b>	10.025	9.916	0.109	0.855	Vérifiée

#### V.4. Le pourcentage de la participation de la masse modale [Art 4.3.4 RPA 99/2003]

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.

Les pourcentages des masses participantes tirés à partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.4 :** Vérification de pourcentage de participation de la masse modale

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.895131	66.4707	2.3502	0.0000	66.4707	2.3502	0.0000
2	0.775974	2.3539	65.8824	0.0000	68.8246	68.2326	0.0000
3	0.677145	0.1454	0.0020	0.0000	68.9701	68.2346	0.0000
4	0.211639	18.2525	0.5927	0.0000	87.2225	68.8273	0.0000
5	0.176438	0.6596	18.1956	0.0000	87.8822	87.0229	0.0000
6	0.151034	0.0256	0.0035	0.0000	87.9078	87.0264	0.0000
7	0.090965	6.5693	0.1463	0.0000	94.4771	87.1727	0.0000
8	0.073377	0.1376	6.7479	0.0000	94.6147	93.9206	0.0000
9	0.062114	0.0065	0.0031	0.0000	94.6212	93.9237	0.0000
10	0.053588	2.8945	0.0555	0.0000	97.5157	93.9792	0.0000
11	0.043295	0.0611	2.0541	0.0000	97.5768	96.0332	0.0000
12	0.039400	0.0076	1.1938	0.0000	97.5844	97.2271	0.0000

- Suivant X-X : la masse participante dépasse 90 % à partir de 7<sup>ème</sup> mode.
- Suivant Y-Y : la masse participante dépasse 90 % à partir de 8<sup>ème</sup> mode.

Donc la condition 4.3.4 du RPA est vérifiée

#### V.5. Justification vis-à-vis de contreventement

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

##### 1. Forces horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

o Voiles et portiques :

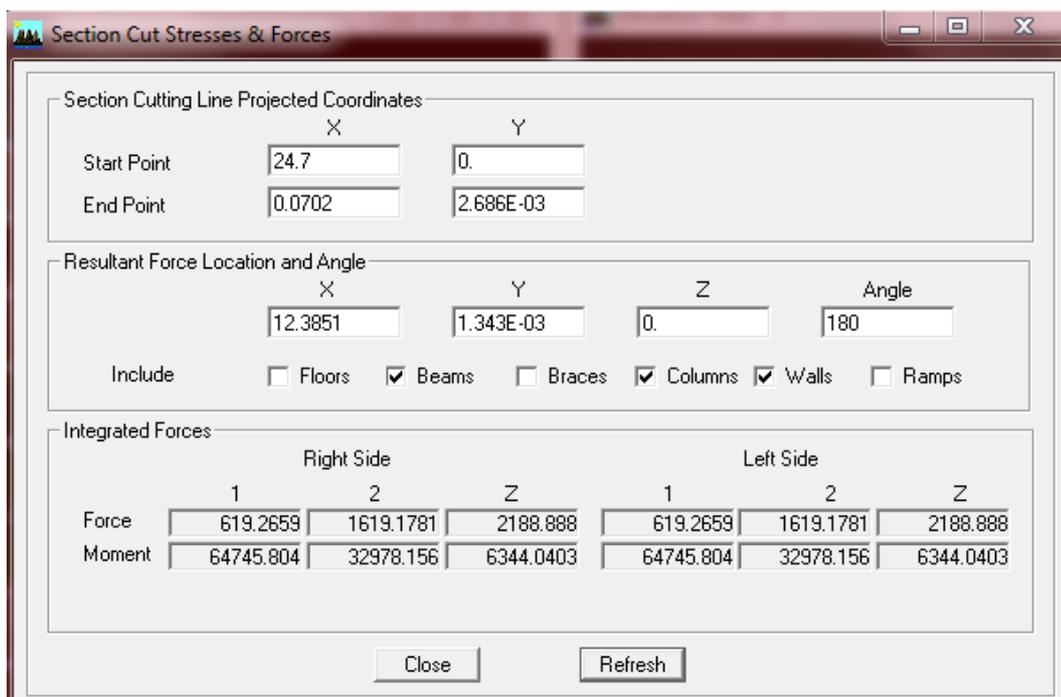


Figure V.3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY données par ETABS

o Voile uniquement :

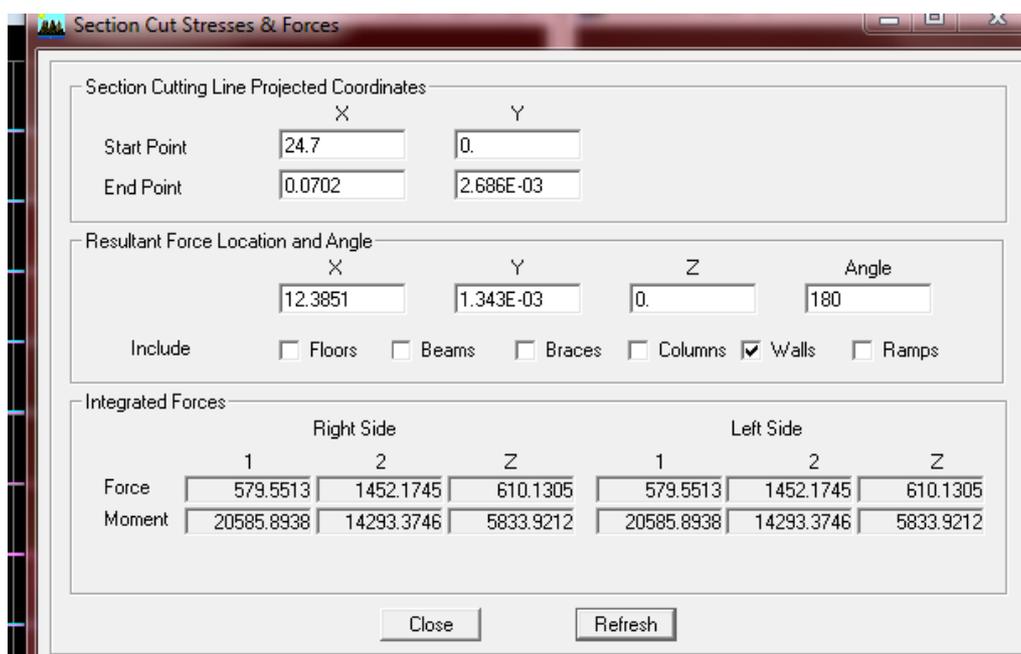


Figure V.4 : Charges horizontales reprises par les voiles uniquement données par ETABS

Les résultats sont récapitulés dans les Tableaux ci-dessous

○ **Sens Ex :**

**Tableau V.5:** Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X

Coupes	Forces horizontales reprises par les voiles et les portiques		Forces horizontales reprises par les voiles uniquement	
	Force en KN	Pourcentage %	Forces en KN	Pourcentage %
<b>Base</b>	2242.969	100	2077.1547	92
<b>Story1</b>	2166.3054	100	1848.425	85
<b>Story2</b>	2074.8532	100	1786.3907	86
<b>Story 3</b>	1966.1169	100	1628.3357	82
<b>Story4</b>	1836.7831	100	1449.1732	78
<b>Story5</b>	1840.6128	100	1457.6114	79
<b>Story6</b>	1689.739	100	1388.3483	82
<b>Story7</b>	1521.5294	100	1196.9977	78
<b>Story8</b>	1103.4192	100	873.5554	79
<b>Story9</b>	845.6921	100	630.9622	74
<b>Story10</b>	502.7131	100	315.6193	62
<b>Story11</b>	14.4483	100	14.4483	100

○ **Sens Ey :**

**Tableau V.6:** Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y

Coupes	Forces horizontales reprises par les voiles et les portiques		Forces horizontales reprises par les voiles uniquement	
	Force en KN	Pourcentage %	Forces en KN	Pourcentage %
<b>Base</b>	1926.5102	100	1801.2775	93
<b>Story1</b>	2445.2506	100	2150.4738	87
<b>Story2</b>	2283.2625	100	2001.7931	87
<b>Story 3</b>	2194.296	100	1871.8678	85
<b>Story4</b>	2070.7267	100	1697.6347	81
<b>Story5</b>	1995.3309	100	1624.359	81
<b>Story6</b>	1730.2278	100	1424.8296	82
<b>Story7</b>	1522.2617	100	1201.0417	78
<b>Story8</b>	1237.5095	100	1028.996	83
<b>Story9</b>	1010.1646	100	808.9043	80
<b>Story10</b>	550.1352	100	371.6841	67
<b>Story11</b>	23.0174	100	23.0174	100

**2. Forces verticales :****a. Poids de bâtiment :**

Pour tirer le poids total de bâtiment d'ETABS :

on clique d'abord sur :

*Display* → *Show Table* on sélectionne la combinaison POIDS, ensuite *Building Out put* → *Story Shear* → *OK* → *OK*

A partir de la fenêtre affichée, on tire le poids total de la structure

**Wt= 46743.03 KN**

**b. Poids des voiles :**

On sélectionne les nœuds des voiles à la base et suit les mêmes étapes qu'on a suivies pour tirer le poids total de bâtiment

**Fz= 11473.03 KN**

**Tableau V. 7:** Pourcentages des efforts verticaux

Coupes	Forces verticales reprises par les voiles et les portiques		Forces verticales reprises par les voiles uniquement	
	Force en KN	Pourcentage %	Forces en KN	Pourcentage %
<b>Base</b>	46743.06	100	11473.03	24.55

D'après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que pour tous les étages les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges verticales

- Donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris  $R=3.5$  d'après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

Après la classification de notre système de contreventement il est impératif dans changer la valeur de coefficient de comportement  $R=3.5$  et réintroduire le spectre comme montré dans la figure ci-dessous :

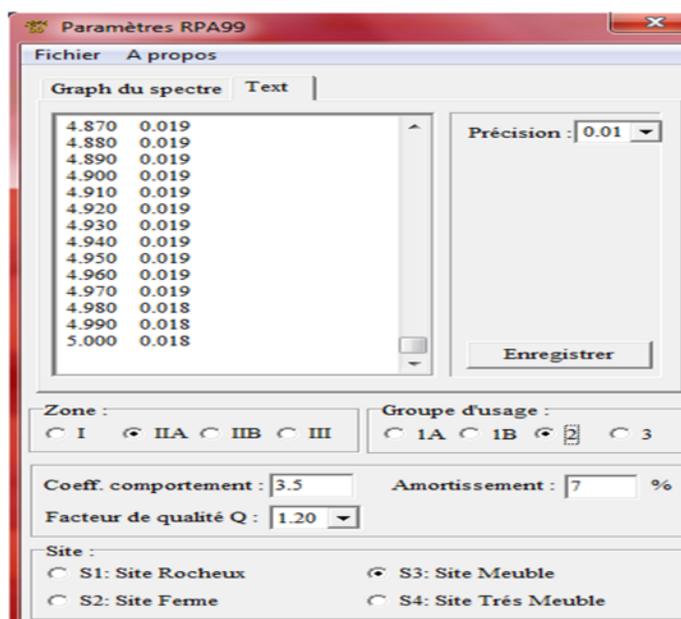


Figure V.5 : Spectre de réponse à réintroduire

### V.6. Vérification des déplacements relatifs [Art 5.10 RPA 99/2003] :

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.

- Selon la formule 4-19 de RPA 99 le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Ou :

$\delta_{eK}$  : 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 :

- Déplacement longitudinal :

$$\Delta k_x = \delta_{xk} - \delta_{xK-1}$$

- Déplacement transversal :

$$\Delta k_y = \delta_{yk} - \delta_{yK-1}$$

Tableau V.8 : Déplacements relatifs des portiques suivant les deux sens

Etage	He	$\delta_{kx}$ [m]	$\Delta_{kx}$	$\delta_{ky}$ [m]	$\Delta_{ky}$	1%He	Condition
STORY12	3.06	0.0288	0.0028	0.0255	0.0038	0.0306	Vérifiée
STORY11	3.06	0.0260	0.0028	0.0217	0.0023	0.0306	Vérifiée
STORY10	3.06	0.0232	0.0027	0.0194	0.0023	0.0306	Vérifiée
STORY9	3.06	0.0205	0.0029	0.0170	0.0024	0.0306	Vérifiée
STORY8	3.06	0.0176	0.0029	0.0146	0.0025	0.0306	Vérifiée
STORY7	3.06	0.0147	0.0028	0.0121	0.0023	0.0306	Vérifiée
STORY6	3.06	0.0119	0.0027	0.0098	0.0023	0.0306	Vérifiée
STORY5	3.06	0.0092	0.0026	0.0075	0.0022	0.0306	Vérifiée
STORY4	3.06	0.0066	0.0022	0.0053	0.0018	0.0306	Vérifiée
STORY3	3.06	0.0044	0.0020	0.0035	0.0016	0.0306	Vérifiée
STORY2	3.06	0.0024	0.0014	0.0019	0.0011	0.0306	Vérifiée
STORY1	4.42	0.0010	0.0010	0.0008	0.0008	0.0442	Vérifiée

- Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage He donc la condition de l'RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

### V.7.Vérification de déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f_{adm} = \frac{Ht}{500} = \frac{38.08}{500} = 0.07616 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

Avec :

$\delta_{\max}$  : Déplacement maximal de la structure.

$f_{adm}$  : La flèche admissible.

- Détermination du déplacement maximal avec ETABS :

1. Dans le sens longitudinal :

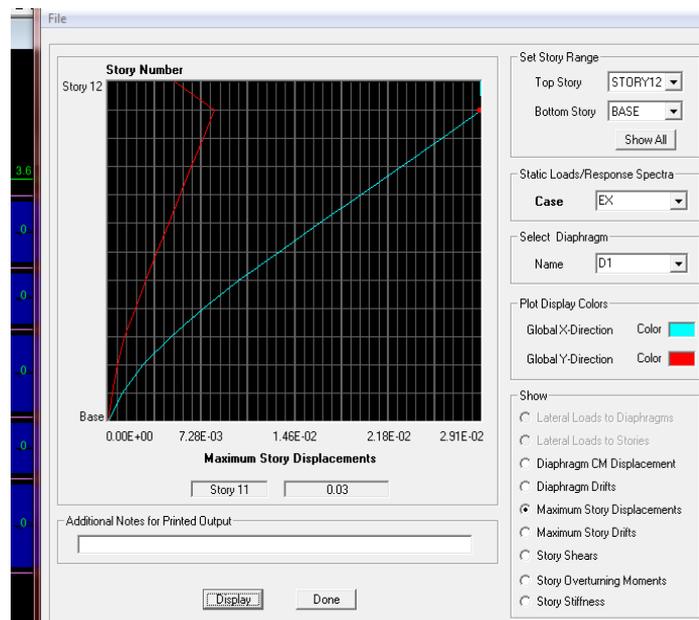


Figure V.6 : Déplacement maximal suivant X-X

2. Dans le sens transversal :

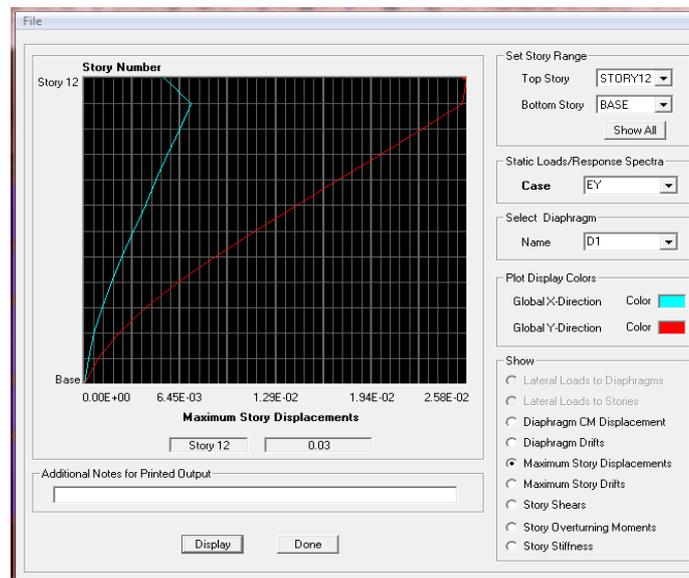


Figure V.7 : Déplacement maximal suivant Y-Y

Donc d'après ETABS :

-Le déplacement maximal de la structure suivant X-X :  $\delta_{\max-x} = 0.03 \text{ m}$

-Le déplacement maximal de la structure suivant Y-Y :  $\delta_{\max-x} = 0.03 \text{ m}$

On admet que

$$\delta_{\max-x} = 0.03 \text{ m} \leq f_{ad} = 0.07616 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\delta_{\max-y} = 0.03 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.07616 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc la condition de déplacement maximal vis-à-vis de la flèche admissible est vérifiée

**V.8.Vérification de l'effort tranchant à la base [Art 4.3.6 RPA 99/2003] :**

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t \leq 0.8 V$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.....) dans le rapport  $0.8V/V_t$ .

**V.8.1. Calcul de l'effort tranchant par la formule empirique du RPA :**

$$V = \frac{Ax D x Q}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement.

W : poids total de la structure.

○ **Coefficient d'accélération A :**

Il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage, à notre cas :

-Groupe d'usage 2

-Zone sismique IIa

Donc  $A = 0.15$

○ **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq$$

Les valeurs de pénalités  $P_q$  suivant le tableau 4.4 de RPA sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.9** : Les valeurs de pénalités  $P_q$

Critères $q$	$P_q$		$P_{qR+10}$
	Observé	N/Observé	
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0.05	0
<b>2. Redondance en plan</b>	0.05	0.05	0
<b>3. Régularité en plan</b>	0	0.05	0.05
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	0.05	0
<b>5. Contrôle des qualités de matériaux</b>	0	0.05	0.05
<b>6. Contrôle de qualité de L'exécution</b>	0	0.10	0.1

Donc :

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 \quad Q = 1.20$$

### o Facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dynamique dépend de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} (3.0 / T) & \text{si } 5/3 T \geq 3s \end{cases}$$

Avec  $T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA 99/2003.

$$T_2(S3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas :  $T_2 = 0,5s < T_{etabs} = 0,895s < 3s$  donc :  $D = 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3}$

- Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} > 0.7$$

$$2+\varepsilon \geq 0,7$$

$\xi$ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après :

**Tableau V.10** : Coefficients d'amortissement donnés par le RPA99/2003

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Pour notre cas on prend  $\xi = 10\%$ .

D'où :  $\eta = 0.76 > 0.7$

$$D = 2.5 \times 0.76 \left( \frac{0.5}{0.895} \right)^{2/3} \quad D=1.288$$

○ **Le poids total de la structure W :**

Le poids total de la structure on le tire à partir de logiciel ETABS :

$$W = 42555.100$$

Donc :

$$Q=1.20$$

$$D=1.288$$

$$A=0.15$$

$$R=3.5$$

$$W=46743.03$$

D'où :

$$V = \frac{0.15 \times 1.288 \times 1.2}{3.5} \times 46743.06 \quad \text{d'où : } \quad \mathbf{V = 3096.258 \text{ KN}}$$

### V.8.2. Détermination de la valeur de l'effort tranchant donnée par ETABS :

Les résultats sont affichés comme suit :

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	230.41	-31.90	0.00	112.133	624.470	-2232.3
	EX	11	U1	4.96	28.78	0.00	-87.817	12.208	294.86
	EX	12	U1	0.62	-7.78	0.00	22.233	1.408	-108.8
	EX	All	All	3169.05	558.20	0.00	13292.300	75100.093	28261.2
	EY	1	U2	-528.45	99.37	0.00	-2584.706	-13711.211	5407.5
	EY	2	U2	579.76	3067.17	0.00	-79918.067	15047.754	33602.2
	EY	3	U2	0.87	0.10	0.00	-1.869	22.534	-5.80
	EY	4	U2	-204.68	36.88	0.00	-231.308	-1221.013	2066.9
	EY	5	U2	215.60	1132.35	0.00	-7187.135	1309.461	12261.8
	EY	6	U2	0.59	0.21	0.00	-1.456	3.178	-1.56
	EY	7	U2	-71.54	10.68	0.00	-53.475	-314.536	704.36
	EY	8	U2	73.08	511.78	0.00	-2367.902	297.072	5849.9
	EY	9	U2	0.35	0.24	0.00	-1.010	1.227	-0.50
	EY	10	U2	-31.90	4.42	0.00	-15.527	-86.469	309.11
	EY	11	U2	28.78	166.87	0.00	-509.173	70.786	1709.6
	EY	12	U2	-7.78	97.68	0.00	-279.152	-17.684	1366.7
	EY	All	All	558.20	3400.48	0.00	81899.183	13243.609	40212.4

Figure V.8 : Efforts tranchants donnés par ETABS

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

$$V_{x-etabs} = F1 = 3169.05 \text{ KN}$$

$$V_{y-etabs} = F2 = 3400.480 \text{ KN}$$

### V.8.3. Vérification de la condition :

- Dans le sens longitudinal :

$$V_{x-etabs} = 3169.05 \text{ KN} > 0.8 V = 2477.006 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Dans le sens transversal :

$$V_{y-etabs} = 3400.480 \text{ KN} > 0.8 V = 2477.006 \quad (\text{condition vérifiée})$$

### V.9. Justification vis-à-vis de l'effet Delta [Art 5.9 RPA 99/2003] :

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (DELTA) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{Pk \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associé à chaque niveau  $k$

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau «  $k$  » par rapport à  $k-1$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau (niveau  $k$ )

$h_k$  : hauteur de l'étage «  $k$  »

Sinon si :

- $0,10 < \theta_k < 0,20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1-\theta_k)$
- $\theta_k > 0,20$ : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

A partir de logiciel ETABS on tire les valeurs du poids de la structure ainsi que les valeurs de l'effort tranchant :

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY12	EX	Top	0.00	19.17	6.96	249.582	0.000	0.000
	STORY12	EX	Bottom	0.00	19.17	6.96	249.582	21.286	58.64
	STORY11	EX	Top	0.00	705.92	128.27	6857.806	21.286	58.64
	STORY11	EX	Bottom	0.00	705.92	128.27	6857.806	404.719	2217.1
	STORY10	EX	Top	0.00	1190.19	215.79	11548.366	404.719	2217.1
	STORY10	EX	Bottom	0.00	1190.19	215.79	11548.366	1059.959	5837.0
	STORY9	EX	Top	0.00	1565.50	282.14	15181.499	1059.959	5837.0
	STORY9	EX	Bottom	0.00	1565.50	282.14	15181.499	1908.031	10535.6
	STORY8	EX	Top	0.00	1882.42	335.79	18274.669	1908.031	10535.6
	STORY8	EX	Bottom	0.00	1882.42	335.79	18274.669	2902.775	16101.4
	STORY7	EX	Top	0.00	2156.88	382.32	20999.055	2902.775	16101.4
	STORY7	EX	Bottom	0.00	2156.88	382.32	20999.055	4017.916	22405.8
	STORY6	EX	Top	0.00	2395.76	423.91	23441.157	4017.916	22405.8
	STORY6	EX	Bottom	0.00	2395.76	423.91	23441.157	5237.269	29340.9
	STORY5	EX	Top	0.00	2611.85	462.18	25708.042	5237.269	29340.9
	STORY5	EX	Bottom	0.00	2611.85	462.18	25708.042	6551.737	36833.6
	STORY4	EX	Top	0.00	2801.47	496.80	27751.732	6551.737	36833.6
	STORY4	EX	Bottom	0.00	2801.47	496.80	27751.732	7951.001	44831.5

**Figure V.9** : Poids de la structure ainsi que les valeurs de l'effort tranchant tirés de ETABS dans le sens X-X

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY12	EY	Top	0.00	3.72	27.50	449.552	0.000	0.000
STORY12	EY	Bottom	0.00	3.72	27.50	449.552	84.148	11.380
STORY11	EY	Top	0.00	126.05	757.75	10025.019	84.148	11.380
STORY11	EY	Bottom	0.00	126.05	757.75	10025.019	2382.477	396.000
STORY10	EY	Top	0.00	213.02	1278.60	16833.297	2382.477	396.000
STORY10	EY	Bottom	0.00	213.02	1278.60	16833.297	6267.596	1043.800
STORY9	EY	Top	0.00	279.63	1692.22	22335.412	6267.596	1043.800
STORY9	EY	Bottom	0.00	279.63	1692.22	22335.412	11345.782	1884.600
STORY8	EY	Top	0.00	333.99	2046.24	27120.417	11345.782	1884.600
STORY8	EY	Bottom	0.00	333.99	2046.24	27120.417	17407.804	2874.800
STORY7	EY	Top	0.00	380.81	2352.72	31319.455	17407.804	2874.800
STORY7	EY	Bottom	0.00	380.81	2352.72	31319.455	24315.312	3988.200
STORY6	EY	Top	0.00	422.16	2615.55	34986.192	24315.312	3988.200
STORY6	EY	Bottom	0.00	422.16	2615.55	34986.192	31940.268	5207.000
STORY5	EY	Top	0.00	459.93	2845.78	38241.630	31940.268	5207.000
STORY5	EY	Bottom	0.00	459.93	2845.78	38241.630	40183.189	6520.400
STORY4	EY	Top	0.00	493.99	3041.11	41054.178	40183.189	6520.400
STORY4	EY	Bottom	0.00	493.99	3041.11	41054.178	48953.000	7920.000

Figure V.10 : Poids de la structure ainsi que les valeurs de l’effort tranchant tirés d’ETABS dans le sens Y-Y

Tableau V.11 : Justification vis-à-vis de l’effet delta

STORY	P <sub>k</sub>	Sens X-X [sous EY]				Sens Y-Y [ Sous EY]			
		Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> x h <sub>k</sub>	θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> x h <sub>k</sub>	θ <sub>k</sub>
STORY1 2	135.32	0.0288	19.17	58.6602	0.06643714	0.0038	27.5	84.15	0.0061107
STORY1 1	4617.37	0.0260	705.92	3641.9814	0.05557649	0.0023	757.75	2318.715	0.0045801
STORY1 0	4134	0.0232	1190.19	3641.9814	0.02633424	0.0023	1278.60	3912.516	0.0024302
STORY 9	4134	0.0205	1565.5	4790.43	0.0176909	0.0024	1692.22	5178.1932	0.00191604
STORY 8	4260.58	0.0176	1882.42	5760.2052	0.01301798	0.0025	2046.24	6261.4944	0.0017011
STORY 7	4265.05	0.0147	2156.88	6600.0528	0.00949935	0.0023	2352.72	7199.3232	0.00136257
STORY 6	4265.06	0.0119	2395.76	7331.0256	0.00692321	0.0023	2615.55	8003.583	0.00122566
STORY 5	4391.28	0.0092	2611.85	7992.261	0.00505486	0.0022	2845.78	8708.0868	0.00110941
STORY 4	4391.28	0.0066	1801.47	8572.4982	0.00338086	0.0018	3041.11	9305.7966	0.0008494
STORY 3	4391.28	0.0044	2960.35	9058.671	0.0021324	0.0016	3200.79	9794.4174	0.00071735
STORY 2	4340.75	0.0024	3084.41	9438.2946	0.00110378	0.0011	3321.89	10164.9834	0.00046973
STORY 1	5056.42	0.0010	3169.05	14007.201	0.00036099	0.0008	3400.48	15030.1216	0.00026914

Donc l'effet de second ordre est négligeable dans notre cas, la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite à tous les niveaux.

### V.10. Vérification des efforts normaux au niveau des poteaux [Art 7.4.3.1 RPA 99/2003]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{Nd}{f_{c28} \times Bc}$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton tiré de logiciel ETABS.

$B_c$  : Section du poteau

$f_{c28}$  = la résistance caractéristique du béton.

#### ▪ Poteaux 45X45 :

$$N_d = 1172.19 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{Nd}{f_{c28} \times Bc} = \frac{1172.19 \times 10^3}{25 \times 450 \times 450} = 0.23 > 0.3 \dots \text{condition vérifiée}$$

#### ▪ Poteaux 40X40 :

$$N_d = 990.17 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{Nd}{f_{c28} \times Bc} = \frac{990.17 \times 10^3}{25 \times 400 \times 400} = 0.24 > 0.3 \dots \text{condition vérifiée}$$

#### ▪ Poteaux 35X35 :

$$N_d = 643.52 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{Nd}{f_{c28} \times Bc} = \frac{643.52 \times 10^3}{25 \times 350 \times 350} = 0.21 \leq 0.3 \dots \text{condition vérifiée}$$

#### ▪ Poteaux 30X30 :

$$N_d = 317.6 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{Nd}{f_{c28} \times Bc} = \frac{317.6 \times 10^3}{25 \times 300 \times 300} = 0.14 \leq 0.3 \dots \text{condition vérifiée}$$

La condition de l'effort normal est vérifiée.

### V.11. Conclusion

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- L'excentricité est vérifiée
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- La justification vis-à-vis de l'effet Delta est vérifiée
- L'effort normal est vérifié (après avoir augmenté les sections des poteaux)

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

# **C**hapitre VI : Calcul des éléments principaux

## VI. Calcul des éléments principaux

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants (Les portiques « poteaux – poutres », les voiles), accompagnée de leurs schémas de ferrailage.

### VI .II. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers la fondation. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) donc le calcul de ferrailage des poteaux se fera en flexion composé dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiées à l'ELS

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots ELU$$

$$G + Q \dots\dots\dots ELS$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

$$0.8 G \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal maximal avec son moment correspondant :  $N_{\max} M_{\text{correspondant}}$
- Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} M_{\text{correspondant}}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas le plus défavorable).

**Tableau VI.1** : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ [MPa]	$f_{bu}$ [MPa]	$\gamma_s$	Fe [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
<b>Durable</b>	1.5	25	14.167	1.15	400	348
<b>accidentelle</b>	1.15	25	21.74	1	400	400

**1. recommandations du RPA 99 version 2003 :**

**1.1. Armatures longitudinales :**

D’après l’article 7.4.2 du RPA, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Leur pourcentage minimal  $A_{min} = 0.8 \%$  de la section du béton en zone IIa

- Leur pourcentage maximal :
  - $A_{max} = 4\%$  de la section du béton en zone courante.
  - $A_{max} = 6\%$  de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\varnothing_{min} > 12$  mm (Armature minimal utilisé pour les armatures longitudinales)

**Tableau VI.2 : Armatures longitudinales des poteaux exigées par le RPA**

Sections des poteaux cm <sup>2</sup>	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0.8 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
<b>45X45</b>	16.2	81	121.50
<b>40X40</b>	12.8	64	96.00
<b>35X35</b>	9.8	49	73.50
<b>30X30</b>	7.2	36	54.00

**2. Sollicitations dans les poteaux :**

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

**Tableau VI.3 : Sollicitations dans les poteaux extraites de logiciel ETABS**

Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
<b>45X45</b>	$N_{max} - M_{corres}$	1.35G +1.5Q	-1618.49	-9.927
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8G-EX	-235.13	-2.223
	$N_{corres} - M_{max}$	1.35G +1.5Q	-1471.15	-40.591
<b>40X40</b>	$N_{max} - M_{corres}$	1.35G +1.5Q	-1366.99	-17.535
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8G+EX	-106.78	1.525
	$N_{corres} - M_{max}$	1.35G +1.5Q	-726.11	-18.221
<b>35X35</b>	$N_{max} - M_{corres}$	1.35G +1.5Q	-888.28	1.786
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8G+EX	-94.21	-1.988
	$N_{corres} - M_{max}$	1.35G +1.5Q	-397.46	-22.502
<b>30X30</b>	$N_{max} - M_{corres}$	1.35G +1.5Q	-437.98	4.125
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8G+EX	-9.36	1.577
	$N_{corres} - M_{max}$	1.35G +1.5Q	-106.3	-22.827

### 3. Ferrailage à l'ELU :

#### 3.1. Armatures longitudinales :

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier les deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de  $e = M/N$ .

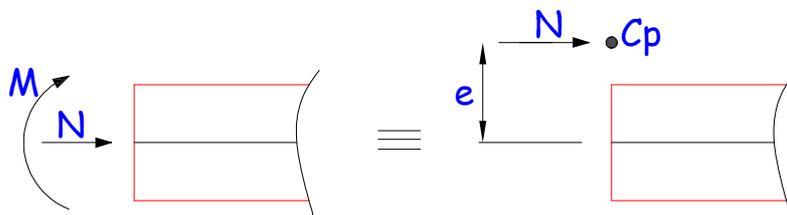


Figure VI.1 : Section en flexion composée

Etapes de calcul :

– Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$  Alors la section est partiellement comprimée

– Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$  Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) b \times h \times f_{c28} \Rightarrow (*)$$

Avec :  $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow$  Moment fictif

- Si l'inégalité (\*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si  $\mu_b < \mu_r$  la section est simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_r$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_1$  et  $A_1'$ .

On calcule :

$$M_r = \mu_1 b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A_l' = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est  $A_s = A_l'$  ;  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

- Si l'inégalité (\*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c) \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow (**)$$

- Si l'inégalité (\*\*) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

- Si l'inégalité (\*\*) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_{sup} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d-c)-M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

### 3.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « **Socotec** ».

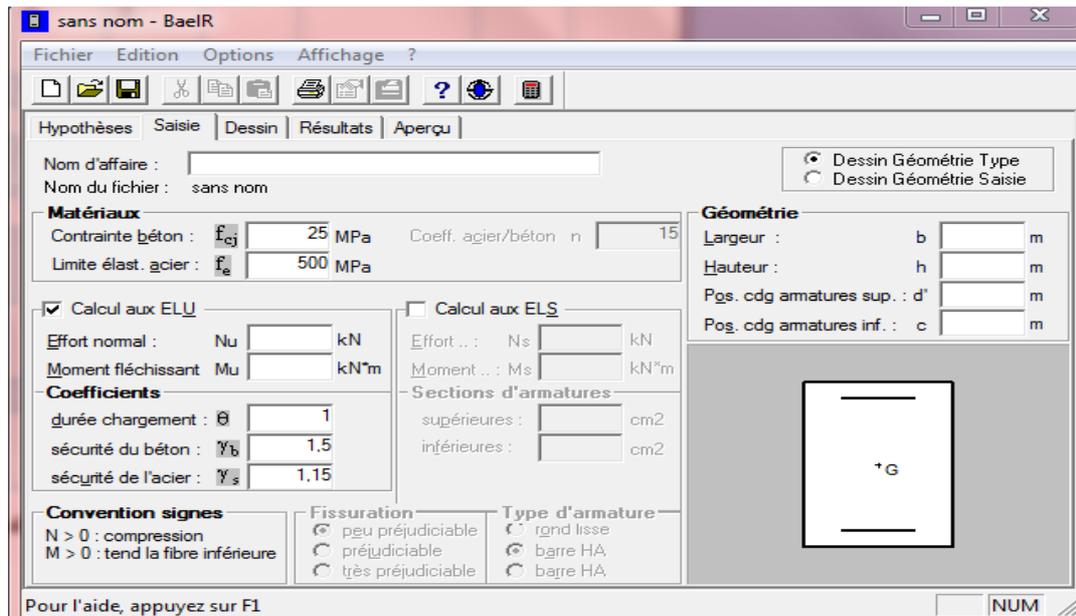


Figure VI.2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec

- Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4 : Résultats de ferraillage à l'ELU suivant les deux sens

Section	Sollicitation	N KN	M KN.m	Nature	A <sup>sup</sup> cm <sup>2</sup>	A <sup>inf</sup> cm <sup>2</sup>	A <sup>min</sup> cm <sup>2</sup>	Choix d'armatures	A <sup>ad</sup> cm <sup>2</sup>
45X45	$N_{max} - M_{corres}$	-1618.49	-9.927	SEC	0	0	16.2	4HA20+ 4HA16	20.6
	$N_{min} - M_{corres}$	-235.13	-2.223	SEC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	-1471.15	-40.591	SEC	0	0			
40X40	$N_{max} - M_{corres}$	-1366.99	-17.535	SEC	0	0	12.8	4H16+4HA1 4	14.19
	$N_{min} - M_{corres}$	-106.78	1.525	SEC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	-726.11	-18.221	SEC	0	0			
35X35	$N_{max} - M_{corres}$	-888.28	1.786	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA 12	10.67
	$N_{min} - M_{corres}$	-94.210	-1.988	SEC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	-397.460	-22.502	SEC	0	0			
30X30	$N_{max} - M_{corres}$	-437.980	4.125	SEC	0	0	7.2	8HA12	9.04
	$N_{min} - M_{corres}$	-9.360	1.577	SPC	0	0.02			
	$N_{corres} - M_{max}$	-106.300	-22.827	SPC	0	0.97			

#### 4. Vérifications à l'ELU :

##### a. Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

$\phi_L^{max}$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi = 8 \text{ mm}$  . Soit  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

##### b. Espacement des armatures transversales :

###### ▪ Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_t^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

a c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

###### ▪ Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

En zone courante (pour zone II<sub>a</sub>) :

$$S_t \leq \{15\phi_t^{min}\} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

En zone nodale (pour zone II<sub>a</sub>) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_t^{min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1.2\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

##### c. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  Interpoler entre les deux valeurs présidentes.

Avec :

$b_1$  : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau  $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

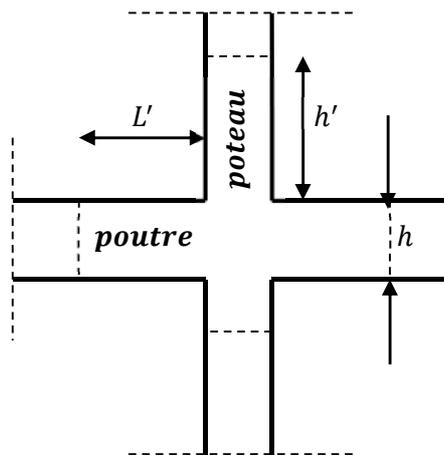
$L_f$  : Longueur de flambement du poteau  $L_f = 0.7L_0$

**Tableau VI.5** : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	Hauteur	$L_f$	$\lambda_g$	$A_t^{\min}[\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}}[\text{cm}^2]$	Observation
				Zone courante St=15 cm	Zone nodale St=10 cm		
45x45	442	309.400	6.875	2.025	1.350	2.01	Condition vérifiée
40x40	306	214.200	5.355	1.800	1.200	2.01	Condition vérifiée
35x35	306	214.200	6.120	1.575	1.050	2.01	Condition vérifiée
30x30	306	214.200	7.140	1.350	0.900	2.01	Condition vérifiée

**d. Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte de chaque barre sont données dans la figure ci-dessus.



**Figure VI.3** : Représentation de la zone nodale

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

Tel que :  $h_e$  : la hauteur d'étage – la hauteur de la poutre secondaire

Tableau VI.6 : Détermination de la zone nodale.

Section [cm <sup>2</sup> ]	h [cm]	h' (cm)
Poteau (45x45)	442	$h' = \max\{68.666 ; 45; 45; 60\}=68.666\text{cm}$
Poteau (40x40)	306	$h' = \max\{46; 40; 40; 60\}=60.00\text{cm}$
Poteau (35x35)	306	$h' = \max\{46; 35; 35; 60\}=60.00\text{cm}$
Poteau (30x30)	306	$h' = \max\{46; 30; 30; 60\}=60.00\text{cm}$

**e. Longueur minimale de recouvrement pour la zone II<sub>a</sub> :**

Pour la zone II<sub>a</sub> :  $L_r = 40\emptyset$

- Pour les HA20 .....  $\emptyset = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$
- Pour les HA16.....  $\emptyset = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$
- Pour les HA14.....  $\emptyset = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$
- Pour les HA12.....  $\emptyset = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$

**f. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 modifié 99 /Article :A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$\Psi_s = 1.5$  Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{-Pour les HA12 : } l_s \Rightarrow \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA14 : } \rightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA16 : } l_s \Rightarrow \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA20 : } l_s \Rightarrow \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.54 \text{ cm}$$

**g. Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA99 VS 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite.

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0.075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$

**Tableau VI.7 :** Vérification des contraintes tangentielle.

Poteau (cm <sup>2</sup> )	h <sub>e</sub> (m)	b=h (mm)	λ <sub>g</sub> ≥5	d (mm)	T <sub>u</sub> X10 <sup>3</sup> N	τ <sub>b</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Observation
45x45	4.08	450	6.875	425	15.930	0.083	1.875	Condition vérifiée
40x40	3.06	400	5.355	375	12.560	0.083	1.875	Condition vérifiée
35x35	3.06	350	6.120	325	11.970	0.105	1.875	Condition vérifiée
30x30	3.06	300	7.140	275	13.34	0.161	1.875	Condition vérifiée

**5. Vérification à l'ELS :**

**a. Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ<sub>bc</sub> et dans les aciers σ<sub>st</sub> sont au plus égales aux contraintes admissibles σ̄<sub>bc</sub> et σ̄<sub>st</sub>.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

**Tableau VI.8 :** Vérifications des contraintes à l'ELS

Section	N [KN]	M [KN.m]	σ <sub>bs</sub> MPa	σ <sub>ss</sub> MPa	σ <sub>bi</sub> MPa	σ <sub>si</sub> MPa	Observation
45X45	-1618.49	-9.927	7.41	110.4	6.45	97.6	Condition vérifiée
	-235.13	-2.223	1.11	16.50	0.9	13.7	Condition vérifiée
	-1471.15	-40.591	8.27	120.7	4.34	68.4	Condition vérifiée
40X40	-1366.99	-17.535	8.8	129.6	6.28	96.6	Condition vérifiée
	-106.78	1.525	0.7	10.3	0.48	7.4	Condition vérifiée
	-726.11	-18.221	5.31	77.3	2.7	42.9	Condition vérifiée
35X35	-888.28	1.786	6.61	98.7	6.22	93.7	Condition vérifiée
	-94.21	-1.988	0.9	13	0.46	7.43	Condition vérifiée
	-397.46	-22.502	5.31	74.5	0.42	11.6	Condition vérifiée

30X30	-437.98	4.125	4.93	72.2	3.53	54.7	Condition vérifiée
	-9.36	1.577	0.43	5.35	0	-5.61	Condition vérifiée
	-106.3	-22.827	6.15	74.5	0	-103.6	Condition vérifiée

■ Schémas de ferrailage des poteaux :

1. Poteaux 45X45 :

- Armatures longitudinales : 4HA20 + 4HA16
- Armatures transversales : 4HA8

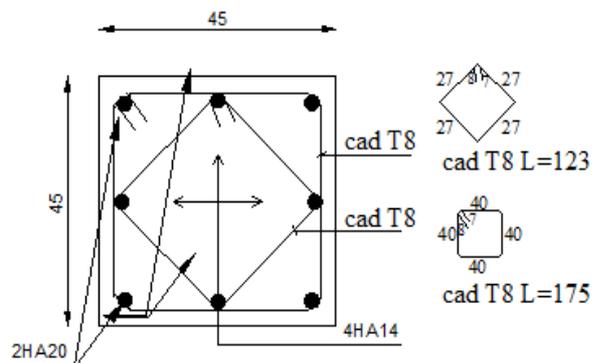


Figure VI.4 : Ferrailage de poteau 45X45

2. Poteaux 40X40 :

- Armatures longitudinales : 4HA16 + 4HA14
- Armatures transversales : 4HA8

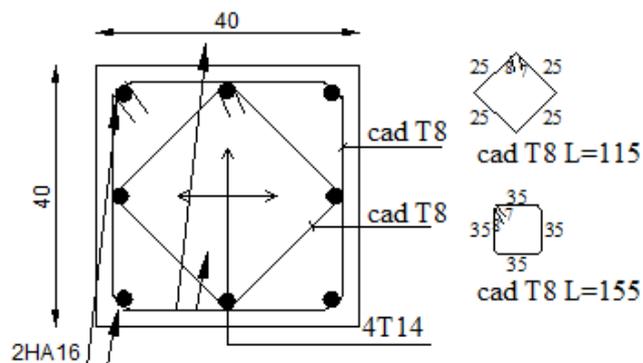


Figure VI.5 : Ferrailage de poteau 40X40

### 3. Poteaux 35X35 :

- Armatures longitudinales : 4HA14+4HA12
- Armatures transversales : 4HA8

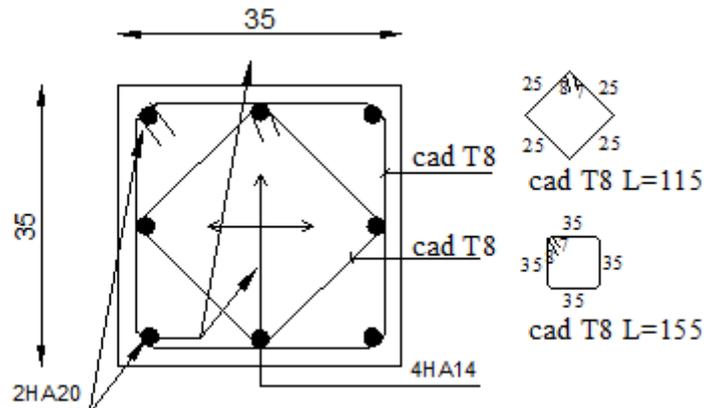


Figure VI.6 : Ferrailage de poteau 35X35

### 4. Poteaux 30X30 :

- Armatures longitudinales : 8HA12
- Armatures transversales : 4HA8

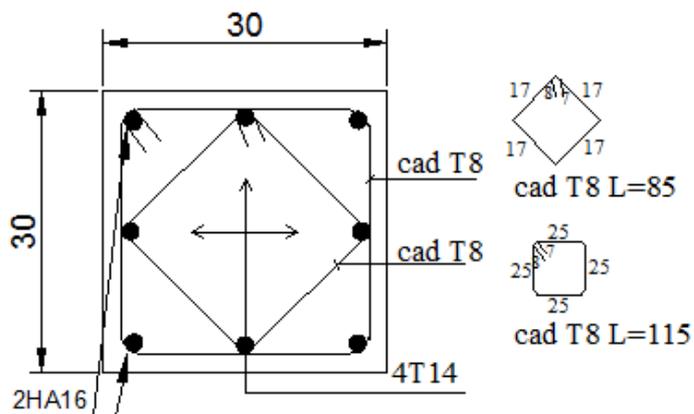


Figure VI.7 : Ferrailage de poteau 30X30

## VI.II. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales (25x35 cm<sup>2</sup>) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires (25x30 cm<sup>2</sup>) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS.V15**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/version2003** et **BAEL91** suivantes :

1.35 G + 1.5 Q.....ELU

G + Q.....ELS

G + Q + E..... RPA 99/2003

0.8 G ± E..... RPA 99/2003

0.9

### II.1. Recommandations du RPA 99 vs 2003 :

#### a. Armatures longitudinales (Art 5.7.2.1 RPA99 vs 2003) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4%** en zone courante.
  - 6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone II<sub>a</sub>.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- Le diamètre minimal est de **12mm**.

**Tableau VI.9** : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

Section [cm <sup>2</sup> ]	0.5%bh [cm <sup>2</sup> ]	4% bh [cm <sup>2</sup> ]	6% bh [cm <sup>2</sup> ]
<b>Poutre principale (25x35)</b>	4.375	35	52.50
<b>Poutre secondaire (25x30)</b>	3.75	30	45
<b>Poutre de chaînage (20x30)</b>	3	24	36

**b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA99 vs 2003) :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$$

En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

$\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**II.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :****a. Hypothèse de calcul :**

- Poutre principale (25x35) :**

**1. En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37.182 \times 10^3}{25 \times 32.5^2 \times 14.20} = 0.0991 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.0991 \rightarrow \beta = 0.947$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{37.182 \times 10^3}{0.947 \times 32.5 \times 348} = 3.471 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$  et  $A_{st} = 3.471 \text{ cm}^2$

On opte : **3HA12+ 3HA12= 6.78 cm<sup>2</sup>**

**2. Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73 \times 10^3}{25 \times 32.5^2 \times 14.20} = 0.194 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.194 \rightarrow \beta = 0.891$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{73 \times 10^3}{0.891 \times 32.5 \times 348} = 7.244 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$  et  $A_{st} = 7.244 \text{ cm}^2$

On opte : **3HA14+ 3HA12= 8.01cm<sup>2</sup>**

▪ **Poutre secondaire (25x30) :**

**1. En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28.30 \times 10^3}{25 \times 27.5^2 \times 18.48} = 0,080 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.080 \rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{28.30 \times 10^3}{0,958 \times 27.5 \times 400} = 2.685 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$  et  $A_{st} = 2.685 \text{ cm}^2$

On opte : **3HA12 + 3HA12 = 4.62 cm<sup>2</sup>**

**2. Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{58.397 \times 10^3}{25 \times 27.5^2 \times 18.48} = 0,167 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.167 \rightarrow \beta = 0.907$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{58.397 \times 10^3}{0,907 \times 27.5 \times 400} = 5.583 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$  et  $A_{st} = 5.583 \text{ cm}^2$

On opte : **3HA12+3HA12= 6.88 cm<sup>2</sup>**

▪ **Poutre de chaînage (20x30) :**

**3. En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.091 \times 10^3}{20 \times 27.5^2 \times 14.20} = 0.056 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.056 \rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{12.091 \times 10^3}{0.971 \times 27.5 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$  et  $A_{st} = 1.30 \text{ cm}^2$

On opte : **3HA12 = 3.39cm<sup>2</sup>**

**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.486 \times 10^3}{20 \times 27.5^2 \times 14,20} = 0,020 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4.486 \times 10^3}{0,990 \times 27.5 \times 348} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$  et  $A_{st} = 0.47 \text{ cm}^2$

On opte : **3HA12 = 3.39cm<sup>2</sup>**

**Tableau VI.10:** Ferrailage des poutres principales :

Poutre principale	Localisation	M <sub>u</sub> [kN.m]	$\mu$	Obs	$\beta$	A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>ad</sub> cm <sup>2</sup>
(25x35)	<b>Travée</b>	37.182	0.099	<b>SSA</b>	0.947	3.471	<b>4.375</b>	<b>3HA14+3HA12</b>	<b>8.01</b>
	<b>Appuis</b>	73	0.194	<b>SSA</b>	0.891	7.244	<b>4.375</b>	<b>3HA14+3HA12</b>	<b>8.01</b>

**Tableau VI.11 :** Ferrailage des poutres secondaires :

Poutre principale	Localisation	M <sub>u</sub> [kN.m]	$\mu$	Obs	$\beta$	A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>ad</sub> cm <sup>2</sup>
(25x35)	<b>Travée</b>	28.301	0.080	<b>SSA</b>	0.958	2.685	<b>3.750</b>	<b>3HA12+3HA12</b>	<b>6.78</b>
	<b>Appuis</b>	58.397	0.167	<b>SSA</b>	0.907	5.583	<b>3.750</b>	<b>3HA12+3HA12</b>	<b>6.78</b>

**Tableau VI.12 :** Ferrailage des poutres de chaînage :

Poutre de chaînage	Localisation	M <sub>u</sub> [kN.m]	$\mu$	Obs	$\beta$	A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>adop</sub> tée cm <sup>2</sup>
(20x30)	<b>Travée</b>	12.091	0.056	<b>SSA</b>	0.971	1.30	<b>3</b>	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>
	<b>Appuis</b>	4.486	0.020	<b>SSA</b>	0.990	0.47	<b>3</b>	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>

### II.3. Calcul d'armatures transversales :

Selon BAEL 91 modifié 99 le diamètre des armatures transversales est :

- **Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; \frac{25}{10}; \phi_l \right\} = \{1; 2.50; 1.20\} = 1 \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 8\text{mm}$ .

- Poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; \frac{25}{10}; \phi_l \right\} = \{0.85; 2.50; 1.20\} = 0.85 \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 8\text{mm}$ .

La section d'armatures transversales :

$$A_t = \frac{4 \times \pi \times \phi_t^2}{4} = \frac{4 \times \pi \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

**Espacement des armatures transversales :**

Espacement maximal des armatures transversales selon **BAEL91 modifié 99** :

$$S_t < \min(0.9d; 40\text{cm})$$

- Poutre principale :  
 $S_t < \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 32.5; 40\text{cm}) = \min(29.25\text{cm}; 40\text{cm})$   
 $S_t = 25\text{cm}$
- Poutre secondaire :  
 $S_t < \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 27.5; 40\text{cm}) = \min(24.75\text{cm}; 40\text{cm})$   
 $S_t = 25\text{cm}$
- Poutre de chaînage :  
 $S_t < \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 27.5; 40\text{cm}) = \min(24.75; 40\text{cm})$   
 $S_t = 25\text{cm}$

**D'après RPA99 version 2003 (Art 7.5.22) :**

- Poutre principale :  
 – Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

– Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_I\right) = \min(8.75\text{cm}; 14.40\text{cm})$$

$$S_t = 8\text{ cm}$$

▪ Poutre secondaire :

– Zone courante :

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

$$S_t = 15\text{cm}$$

– Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_I\right) = \min(7.5\text{cm}; 14.40\text{cm})$$

$$S_t = 7\text{ cm}$$

▪ Poutre de chaînage :

– Zone courante :

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

$$S_t = 15\text{cm}$$

– Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_I\right) = \min(7.5\text{ cm}; 14.4\text{cm})$$

$$S_t = 7\text{cm}$$

**Tableau VI.13:** Récapitulatif des espacements des poutres

Poutres	Zone	Espacement
Principale	Courante	<b>S<sub>t</sub>=15cm</b>
	Nodale	<b>S<sub>t</sub>=8 cm</b>
Secondaire	Courante	<b>S<sub>t</sub>=15cm</b>
	Nodale	<b>S<sub>t</sub>=7cm</b>
Chaînage	Courante	<b>S<sub>t</sub>=10cm</b>
	Nodale	<b>S<sub>t</sub>=7cm</b>

**Vérification de la section minimale d'armatures transversale selon RPA99 vs 2003 (Art 7.5.2.2)**

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

▪ Poutre principale :

$$A_t > 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125\text{cm}^2$$

- Poutre secondaire :

$$A_t > 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.750 \text{ cm}^2$$

- Poutre de chaînage :

$$A_t > 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.750 \text{ cm}^2$$

### Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale  $L'$  est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutre principale :  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$
- Poutre secondaire :  $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$
- Poutre de chaînage :  $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

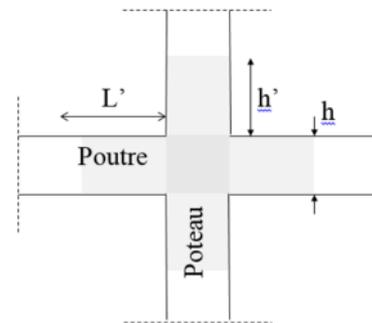


Figure VI.8 : Longueur de la zone nodale  $L'$

### II.3: Vérification à l'ELU :

#### 1. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{adop}$$

- Poutre principale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 32.5 \times 2.1}{400} = 0.981 \text{ cm}^2 < A_{adop} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Poutre secondaire :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 27.5 \times 2.1}{400} = 0.830 \text{ cm}^2 < A_{adop} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Poutre de chaînage :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 27.5 \times 2.1}{400} = 0.830 \text{ cm}^2 < A_{adop} \quad \text{condition vérifiée}$$

**2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A 5.1.211 BAEL91 modifié99) :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c25}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\}$$

**Tableau VI.14 :** Vérification de la contrainte tangentielle du béton

Poutres	$T_{\max}(\text{kN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	Observation
Principale	94.910	1.168	3.33	Condition vérifiée
Secondaire	92.390	1.343	3.33	Condition vérifiée
Chaînage	17.160	0.312	3.33	Condition vérifiée

**3. Influence de l’effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 BAEL91 modifié 99) :**

On doit vérifier la relation suivante :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \quad \text{avec } a = 0.9 \times d$$

**Tableau VI.15:** Influence de l’effort tranchant sur le béton en appui

Poutres	$T_u^{\max}(\text{kN})$	$\bar{T}_u(\text{kN})$	Observation
Principale	94.910	487.743	Condition vérifiée
Secondaire	92.390	412.500	Condition vérifiée
Chaînage	17.160	330.000	Condition vérifiée

**4. Influence de l’effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifié 99) :**

Lorsqu’au droit d’un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$  ; on doit prolonger au-delà de l’appareil de l’appui une section d’armatures pour équilibrer un effort égal à :

$$A_s > \left( T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

**Tableau VI.16 :** Influence de l’effort tranchant sur les armatures

Poutres	$T_{\max}(\text{kN})$	$M_{\max}(\text{kN})$	$T_u^{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d}$	Observation
---------	-----------------------	-----------------------	--------------------------------------	-------------

<b>Principale</b>	94.910	37.182	-32.207 < 0	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Secondaire</b>	92.390	28.301	-21.957 < 0	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Chânage</b>	17.160	12.091	-31.692 < 0	<b>Condition vérifiée</b>

→ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

### 5. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1.3 BAEL 91 modifié 99) :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28}$$

Avec :  $\Psi=1.5$  pour les barres **HA**.

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec  $\sum u$  : Périmètre utile des aciers .

**Tableau VI.17:** Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

<b>Poutres</b>	<b>Ferrailage</b>	$\sum u(\text{mm})$	$\tau_{se}(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_{se}(\text{MPa})$	<b>Observation</b>
<b>principale</b>	3HA14+3HA12	245.044	1.320	3.15	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Secondaire</b>	3HA12+ 3HA12	226.194	1.650	3.15	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Chânage</b>	3HA12	113.097	0.613	3.15	<b>Condition vérifiée</b>

→ La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

### 6. Longueur de scellement droit des barres (Art A.6.1.23 BAEL91 modifié 99) :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour  $\emptyset 14$  :  $L_s=49.38\text{cm}$       Soit :  $L_s=50\text{cm}$
- Pour  $\emptyset 12$  :  $L_s=42.32\text{cm}$       Soit :  $L_s=45\text{cm}$

Le règlement **BAEL 91 modifié 99** admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet “Lc” est au moins égale à 0.4Ls

- Pour Ø14 : Lc=20cm
- Pour Ø14 : Lc=18cm

**VI-2-4 : Vérification à l’ELS :**

- **Etat limite d’ouverture des fissurations (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n’est nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

**Tableau VI.18:** Vérification des contraintes à l’ELS

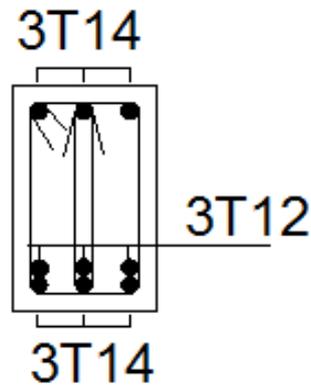
Poutres		$M_s^{max}$ [kN.m]	$A_{adop}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$	$k_1$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Principale 25X35	Mt	37.182	6.880	0.846	0.869	0.191	23.17	8.25x10 <sup>-3</sup>	15	Condition vérifiée
	Ma	73	8.010	0.985	0.861	0.325	20.97	0.015	15	Condition vérifiée
Secondaire 25X30	Mt	28.301	5.650	0.821	0.870	0.209	23.46	8.92x10 <sup>-3</sup>	15	Condition vérifiée
	Ma	58.397	6.780	0.986	0.861	0.360	20.97	0.017	15	Condition vérifiée
Chainage 20X30	Mt	12.091	3.390	0.616	0.884	0.146	28.10	5.22x10 <sup>-3</sup>	15	Condition vérifiée
	Ma	4.486	3.390	0.616	0.884	0.054	28.10	1.93 X 10 <sup>-3</sup>	15	Condition Vérifiée

❖ Schémas de ferrailage des poutres

- Poutres principales

**1. En travée :**

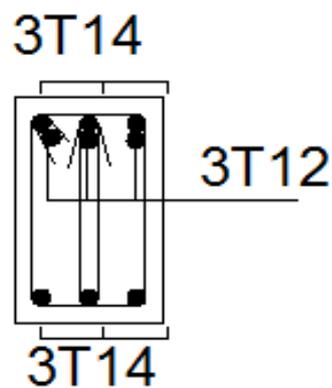
- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8



**Figure VI.9 :** Ferrailage de la poutre principale en travée

**2. Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8

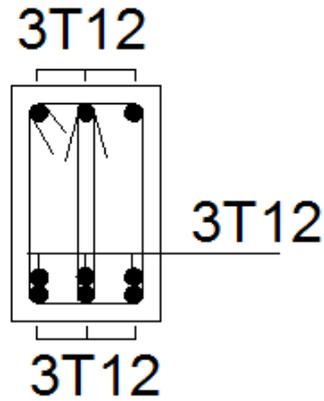


**Figure VI.10 :** Ferrailage de la poutre principale sur appuis

- **Poutres secondaires**

**1. En travée :**

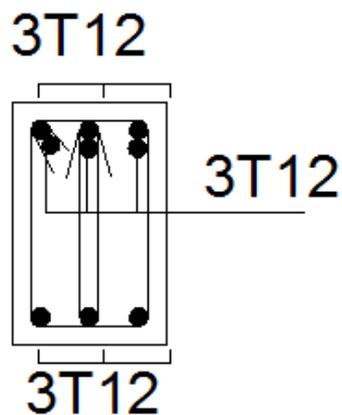
- Armatures longitudinales : 5HA12
- Armatures transversales :



**Figure VI.11** : Ferrailage de la poutre secondaire en travée

## 2. Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 6HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8

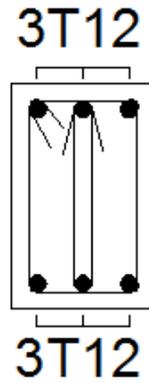


**Figure VI.12** : Ferrailage de la poutre secondaire sur appuis

## ▪ Poutres de chaînage :

### 1. En travée :

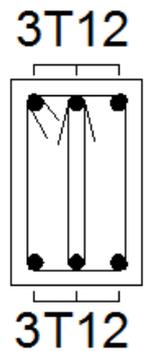
- Armatures longitudinales : 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8



**Figure VI.13 :** Ferrailage de la poutre de chaînage en travée

## 2. Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8
- 



**Figure VI.14:** Ferrailage de la poutre

## VI.III. Etude des voiles

Le **RPA/99/version 2003** (Article.3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité). 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 montages

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones

- **Zone I :** RDC, 1<sup>er</sup> étages.
- **Zone II:** 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étages.
- **Zone III :** 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étages.
- **Zone VI:** 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup> étages.

Les combinaisons considérées pour le calcul sont :

$$1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots ELU$$

$$G + Q \dots\dots\dots ELS$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

$$0.8 G \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

### III.1.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. Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

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>**: Longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

#### ▪ 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 :

Tableau VI.19: Tableau des efforts normaux

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
SEC		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
SET		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
SPC		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

### III.2. Détermination des armatures :

#### a. Armatures verticales :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : *Section partiellement comprimé SPC.*

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier égale à 348 Mpa

#### ▪ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1)}$$

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

**b. Armatures horizontales:**

- Selon BAEL 91 modifié 99 :

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

- Selon l'RPA99 vs 2003 :

$$\begin{cases} A_h \geq 0.15\% \times B \\ A_h \geq 0.10 \times B \end{cases}$$

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

**c. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4.3 du RPA vs 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

**d. Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

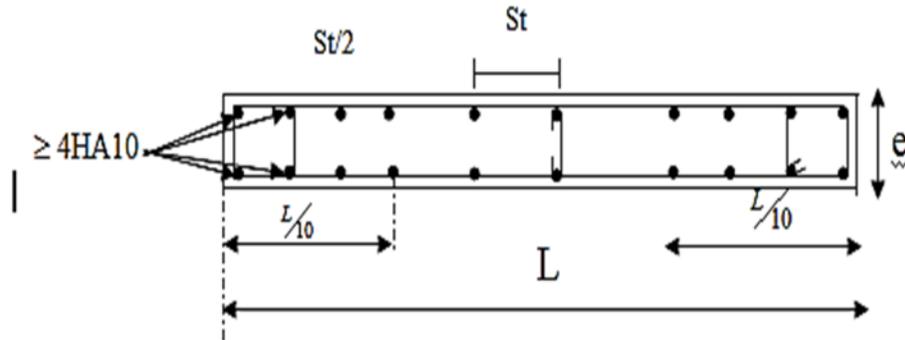
$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec : } \bar{V} = 1.4 \times V_u$$

**V<sub>u</sub>**: Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**e. Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$



Figure

VI.15 :Disposition des armatures verticales dans les voiles

**f. Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$s_t \leq \{1.5 \times e; 30cm\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**g. Longue de recouvrement :**

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**h. Diamètre minimale :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile

**III.3. Vérifications**

**1. Vérification des contraintes de cisaillement :**

- Selon *RPA 99 vs 2003* :

$$\tau_b = \frac{v}{bd} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} v = 1.4 v_u$$

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

- Selon *BAEL91 modifié 99*

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$

## 2. Vérification à l'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

$N_s$  : L'effort normal appliqué.

$B$  : section du béton.

$A$  : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible.

### III.4. Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal  $L=3,25$  m sur la zone 1. (VT1)

#### a. Caractéristiques géométriques :

Tableau VI.20: Caractéristiques géométriques

L(m)	e(m)	B (m <sup>2</sup> )
3.25	0,20	0.65

#### 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 :  
-869/\*-

- $\sigma_{\max} = 3843.49 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -6533.59 \text{ KN/m}^2$

#### c. Largeur de la zone comprimée « $L_c$ » et de la zone tendue « $L_t$ » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3843.49}{3843.49 + 6533.59} \times 3.25 = 1.20\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.25 - 1.20 = 2.05\text{m}$$

d. Calcul « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \min(2.035; 0.80) = \mathbf{0.80m}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4.42 - 0.35 = 4.07m$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-6533.59(2.05 - 0.8)}{2.05} = \mathbf{-3983.89KN/m^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-6533.59 - 3983.89}{2} \times 0.8 \times 0.20 = \mathbf{-841.398 KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-3983.89}{2} \times 0.8 \times 0.20 = \mathbf{-318.711 KN}$$

e. Calcul des armatures verticales :

$$\mathbf{1^{ere}bande: A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{841.398}{400 \times 10^{-1}} = 21.03 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{2^{eme}bande: A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{318.711}{400 \times 10^{-1}} = 7.96 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{3^{eme}bande: A_{V3} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{841.398}{400 \times 10^{-1}} = 21.03 \text{ cm}^2}$$

f. Les armatures de couture :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{345.08 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{12.07 \text{ cm}^2}$$

g. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{800 \times 200 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0.65\right)$$

$$A_{\min} = \max(8.40; 13) = \mathbf{13 \text{ cm}^2}$$

Calcul des sections totales :

$$\blacksquare A_I = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = (21.03) + \left(\frac{12.07}{4}\right) = \mathbf{24.04 \text{ cm}^2 / \text{bande}}$$

- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (7.96) + \left(\frac{12.07}{4}\right) = 10.97 \text{ cm}^2/\text{ bande}$
- $A_3 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (21.03) + \left(\frac{12.07}{4}\right) = 24.04 \text{ cm}^2/\text{ bande}$

▪ **Ferraillage adopté :**

**Tableau VI.21:** Ferraillage adopté.

<b>Bandes</b>	<b>Section total cm<sup>2</sup></b>	<b>Ferraillage adoptée</b>	<b>Espacement</b>
<b>1<sup>ere</sup> bande</b>	$A_1 = 24.04$	$2 \times 9\text{HA}16 = 36.18 \text{ cm}^2$	$S_t = 10\text{cm}$
<b>2<sup>ème</sup> bande</b>	$A_2 = 10.97 \text{ cm}^2$	$2 \times 7\text{HA}12 = 15.84\text{cm}^2$	$S_t = 18 \text{ cm}$
<b>3<sup>ème</sup> bande</b>	$A_3 = 24.04$	$2 \times 9\text{HA}16 = 36.18 \text{ cm}^2$	$S_t = 10\text{cm}$

**h. Armatures horizontales :**

- D'après le BAEL 91 modifié 99 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{36.18}{4} = 9.045\text{cm}^2$
- D'après le RPA:  $A_H \geq 0,15\%B = 9.75\text{cm}^2$

Soit :  $16\text{HA}10 = 12.57 \text{ cm}^2/\text{nappe}$  ; avec  $S_H = 26 \text{ cm}$ .

**i. Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

**j. Les vérifications :**

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$  **Condition vérifiée.**

$S_h = 26 \text{ cm}$  **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1135 \times 10^3}{0,65 \times 10^6 + 15 \times 36.18 \times 10^2} = 1.61\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  **Condition vérifiée.**

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{1,4 \times 345.08 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3250} = 0.825 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.825 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifiée.

- D'après le BAEL 91 modifié 99 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{345.08 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3250} = 0.589 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0.589 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  Condition vérifiée.

### III.5. ferrailages des voiles

Le ferrailage des voiles est bien détaillé dans les tableaux ci-après

**Tableau VI.22** : Ferrailage des voiles longitudinaux sur une travée de longueur de 4 m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone VI		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.55	3.6	3.65	3.7		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.71	0.72	0.73	0.74		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5111.71	4036.46	3043.18	2156.21		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8486.76	-6341.52	-4568.25	-3595.88		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	$V_u$ (kN)	566.1	510.31	373.72	231.18		
	$L_t$ (m)	2.22	2.20	2.19	2.31		
	$L_c$ (m)	1.33	1.40	1.46	1.39		
	d (m)	1.108	1.100	1.095	1.157		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4243.380	3170.760	2284.125	1797.940		
	N (kN)	$N_1$	1410.21	1046.26	750.56	623.80	
		$N_2$	470.070	348.752	250.188	207.934	
	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{v1}$	<b>35.26</b>	<b>26.16</b>	<b>18.76</b>	<b>15.60</b>	
		$A_{v2}$	<b>11.75</b>	<b>8.72</b>	<b>6.25</b>	<b>5.20</b>	
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		21.79	19.65	14.39	8.90	
	A (cm <sup>2</sup> )	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	<b>40.70</b>	<b>31.07</b>	<b>22.36</b>	<b>17.82</b>	
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	<b>17.20</b>	<b>13.63</b>	<b>9.85</b>	<b>7.42</b>	
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )		11.63	11.55	11.50	12.14	
	$A_v$ adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	<b>44.24</b>	<b>33.86</b>	<b>24.88</b>	<b>24.88</b>	
		Bande 2	<b>20.36</b>	<b>14.14</b>	<b>14.14</b>	<b>14.14</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	<b>2X11HA16</b>	<b>2X11HA14</b>	<b>2X11HA12</b>	<b>2X11HA12</b>
			Bande 2	<b>2X9HA12</b>	<b>2X9HA10</b>	<b>2X9HA10</b>	<b>2X9HA10</b>
$S_t$ (cm)		Bande 1	9	9	9	9	
		Bande 2	16	16	16	16	
$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm <sup>2</sup> )/bande		3.32	3.30	3.29	3.47		
$A_H$ /nappe (cm <sup>2</sup> )		11.06	8.47	6.22	6.22		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>20HA10</b>	<b>14HA10/nappe</b>	<b>14HA10/nappe</b>	<b>14HA10/nappe</b>		
S =20cm		(A= 15.71 cm <sup>2</sup> )	(A=11cm <sup>2</sup> )	(A=11cm <sup>2</sup> )	(A=11cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.886	0.788	0.569	0.347	
		$\tau_b$ (MPa)	1.240	1.103	0.796	0.486	
	ELS	$N_s$ (kN)	1537.77	1324.72	945.5	500.73	
$\sigma_b$ (MPa)		<b>1.91</b>	<b>1.67</b>	<b>1.20</b>	<b>0.63</b>		

Tableau VI.23 : Ferrailage des voiles transversaux sur une travée de longueur 3.25m:

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone VI	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.8	2.85	2.9	2.95	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.56	0.57	0.58	0.59	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3843.49	2501.85	1481.69	1002.64	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6533.59	-4663.01	-2645.29	-1746.62	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	$V_u$ (kN)	345.08	263.02	192.89	30.64	
	$L_t$ (m)	1.76	1.85	1.86	1.87	
	$L_c$ (m)	1.04	1.00	1.04	1.08	
	d (m)	0.881	0.927	0.929	0.937	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3266.795	2331.505	1322.645	873.310	
	N (kN)	$N_1$	863.87	648.68	368.79	245.51
		$N_2$	287.956	216.227	122.928	81.836
	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{v1}$	21.60	16.22	9.22	6.14
		$A_{v2}$	7.20	5.41	3.07	2.05
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		13.29	10.13	7.43	1.18
	A (cm <sup>2</sup> )	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	24.92	18.75	11.08	6.43
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	10.52	7.94	4.93	2.34
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )		9.26	9.74	9.76	9.84
	$A_v$ adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	28.14	21.56	15.84	15.84
		Bande 2	13.58	13.58	9.42	9.42
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2X7HA16	2X7HA14	2X7HA12	2X7HA12
		Bande 2	2X6HA12	2X6HA12	2X6HA10	2X6HA10
	$S_t$ (cm)	Bande 1	13cm	13 cm	13 cm	13cm
		Bande 2	16	16	16	16
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm <sup>2</sup> )/bande		2.64	2.78	2.79	2.81
	$A_H$ /nappe (cm <sup>2</sup> )		7.04	5.39	3.96	3.96
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		20HA10/nappe	14HA10/nappe	14HA10/nappe	14HA10/nappe
	S=20cm		(A=15.71cm <sup>2</sup> )	(A=11cm <sup>2</sup> )	(A=11cm <sup>2</sup> )	(A=11cm <sup>2</sup> )
Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.685	0.513	0.370	0.058
		$\tau_b$ (MPa)	0.959	0.718	0.517	0.081
	ELS	$N_s$ (kN)	1135	965.71	732.73	692.88
		$\sigma_b$ (MPa)	1.82	1.55	1.19	1.10

Tableau VI.24 : Ferrailage des voiles transversaux sur une travée de longueur 4m :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone VI	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.55	3.6	3.65	3.7	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.71	0.72	0.73	0.74	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5166.53	4116.02	3635.36	2643.59	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7777.93	-5975.68	-5223.9	-3876.02	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	509.84	440.75	332.75	211.15	
	L <sub>t</sub> (m)	2.13	2.13	2.15	2.20	
	L <sub>c</sub> (m)	1.42	1.47	1.50	1.50	
	d (m)	1.067	1.066	1.076	1.100	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3888.965	2987.840	2611.950	1938.010	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1244.32	955.38	843.23	639.46
		N <sub>2</sub>	414.775	318.458	281.077	213.153
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>31.11</b>	<b>23.88</b>	<b>21.08</b>	<b>15.99</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>10.37</b>	<b>7.96</b>	<b>7.03</b>	<b>5.33</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		19.63	16.97	12.81	8.13
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>36.02</b>	<b>28.13</b>	<b>24.28</b>	<b>18.02</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>15.28</b>	<b>12.20</b>	<b>10.23</b>	<b>7.36</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		11.20	11.19	11.30	11.55
	A <sub>v adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	<b>40.2</b>	<b>30.78</b>	<b>30.78</b>	<b>22.62</b>
Bande 2		<b>22.62</b>	<b>15.7</b>	<b>15.7</b>	<b>15.7</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	<b>2X10HA16</b>	<b>2X10HA14</b>	<b>2X10HA14</b>	<b>2X10HA12</b>
		Bande 2	<b>2X10HA12</b>	<b>2X10HA10</b>	<b>2X10HA10</b>	<b>2X10HA10</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande 1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	15 cm	15	15 m	15 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		3.20	3.20	3.23	3.30
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		10.05	7.70	7.70	5.66
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>20HA10/nappe</b>	<b>14HA10/nappe</b>	<b>14HA10/nappe</b>	<b>14HA10/nappe</b>
	S =20cm		(A=15.71cm <sup>2</sup> )	(A=11cm <sup>2</sup> )	(A=11cm <sup>2</sup> )	(A=11cm <sup>2</sup> )
Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>				
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.798	0.680	0.506	0.317
		$\tau_b$ (MPa)	1.117	0.952	0.709	0.444
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2237.45	1992.24	1448.11	787.45
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>2.78</b>	<b>2.52</b>	<b>1.81</b>	<b>0.99</b>

Tableau VI.25 : Ferrailage des voiles transversaux sur une travée de longueur 4.25m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone VI	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.8	3.85	3.9	3.95	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.76	0.77	0.78	0.79	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	7046.05	6036.37	4874.39	3592.9	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-10993.48	-8693.58	-7214.25	-5517.7	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	$V_u$ (kN)	899.28	876.78	662.29	388.94	
	$L_t$ (m)	2.32	2.27	2.33	2.39	
	$L_c$ (m)	1.48	1.58	1.57	1.56	
	d (m)	1.158	1.136	1.164	1.196	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5496.740	4346.790	3607.125	2758.850	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1909.37	1481.56	1259.30	989.98
		N <sub>2</sub>	636.457	493.852	419.768	329.994
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	47.73	37.04	31.48	24.75
		A <sub>v2</sub>	15.91	12.35	10.49	8.25
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		34.62	33.76	25.50	14.97
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	56.39	45.48	37.86	28.49
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	24.57	20.79	16.87	11.99
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		12.16	11.93	12.22	12.56
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	62.82	62.82	40.2	30.78
Bande 2		27.7	27.7	20.36	14.12	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2X10HA20	2X10HA20	2X10HA16	2X10HA14
		Bande 2	2X9HA14	2X9HA14	2X9HA12	2X9HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande 1	11	11	11	11
		Bande 2	17	17	17	17
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		3.47	3.41	3.49	3.59
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		15.71	15.71	10.05	7.70
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		19HA12/nappe	14HA12/nappe	14HA10/nappe	14HA10/nappe
S=20cm		(A=21.49cm <sup>2</sup> )	(A=15.83cm <sup>2</sup> )	(A=11cm <sup>2</sup> )	(A=11cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1.315	1.265	0.943	0.547
		$\tau_b$ (MPa)	1.841	1.771	1.321	0.766
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2502.1	2168.4	1577.14	858.98
$\sigma_b$ (MPa)		2.79	2.39	1.81	1.00	

Tableau VI.26 : Ferrailage de voile transversale d'ascenseur :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone VI		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.825	1.85	1.875	1.9		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.365	0.37	0.375	0.38		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2156.14	1235.53	709.15	464.61		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6278.82	-4541.29	-2649.23	-1434.63		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	$V_u$ (kN)	253.71	242.9	225.25	152.98		
	$L_t$ (m)	1.36	1.45	1.48	1.44		
	$L_c$ (m)	0.47	0.40	0.40	0.46		
	d (m)	0.679	0.727	0.740	0.718		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3139.410	2270.645	1324.615	717.315		
	$N$ (kN)	$N_1$	639.73	495.34	293.88	154.42	
		$N_2$	213.244	165.113	97.960	51.475	
	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{v1}$	15.99	12.38	7.35	3.86	
		$A_{v2}$	5.33	4.13	2.45	1.29	
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		9.77	9.35	8.67	5.89	
	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	18.44	14.72	9.52	5.33	
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	7.77	6.47	4.62	2.76	
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )		7.13	7.64	7.77	7.53	
	$A_v$ adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	24.12	18.46	13.56	13.56	
		Bande 2	9.05	6.28	6.28	6.28	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2X6HA16	2X6HA14	2X6HA12	2X6HA12
			Bande 2	2X4HA12	2X4HA10	2X4HA10	2X4HA10
$S_t$ (cm)		Bande 1	11	11	11	11	
		Bande 2	13	13	13	13	
$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm2)/bande		2.04	2.18	2.22	2.15		
$A_H$ /nappe (cm <sup>2</sup> )		6.03	4.62	3.39	3.39		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		17HA10/nappe	11HA10/nappe	11HA10/nappe	11HA10/nappe		
$S = 26cm$		(A=13.35cm <sup>2</sup> )	(A=8.64cm <sup>2</sup> )	(A=8.64cm <sup>2</sup> )	(A=8.64cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.772	0.729	0.667	0.447	
		$\tau_b$ (MPa)	1.081	1.021	0.934	0.626	
	ELS	$N_s$ (kN)	924.71	790.7	581.93	341.75	
		$\sigma_b$ (MPa)	2.23	1.94	1.44	0.83	

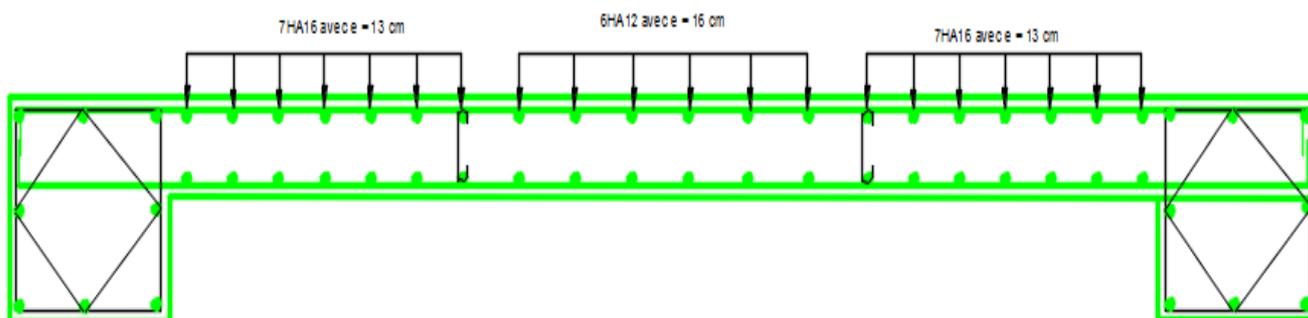
Tableau VI.27: Ferrailage de voile longitudinal d'ascenseur de 2.05m de longueur :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone VI		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.05	2.05	2.05	2.05		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.41	0.41	0.41	0.41		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	6498.64	4343.67	2558.96	1968.67		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-10136.26	-6778.41	-3953.7	-2896.37		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)		358.44	314.94	288.44	209.93	
	L <sub>t</sub> (m)		1.25	1.25	1.24	1.22	
	L <sub>c</sub> (m)		0.80	0.80	0.81	0.83	
	d (m)		0.625	0.625	0.622	0.610	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		5068.130	3389.205	1976.850	1448.185	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	949.62	635.16	369.03	265.12	
		N <sub>2</sub>	316.540	211.721	123.011	88.372	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>23.74</b>	<b>15.88</b>	<b>9.23</b>	<b>6.63</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>7.91</b>	<b>5.29</b>	<b>3.08</b>	<b>2.21</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		13.80	12.13	11.10	8.08	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>27.19</b>	<b>18.91</b>	<b>12.00</b>	<b>8.65</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>11.36</b>	<b>8.32</b>	<b>5.85</b>	<b>4.23</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6.56	6.56	6.53	6.41	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	<b>28.14</b>	<b>21.56</b>	<b>15.84</b>	<b>15.84</b>	
		Bande 2	<b>13.56</b>	<b>13.56</b>	<b>9.42</b>	<b>9.42</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	<b>2X7HA16</b>	<b>2X7HA14</b>	<b>2X7HA12</b>	<b>2X7HA12</b>
			Bande 2	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA10</b>	<b>2X6HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bande 1	8	8	8	8	
		Bande 2	14	14	14	14	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1.87	1.87	1.87	1.83		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7.04	5.39	3.96	3.96		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>17HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>		
S =26cm		(A=13.35cm <sup>2</sup> )	(A=8.64cm <sup>2</sup> )	(A=8.64cm <sup>2</sup> )	(A=8.64cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.971	0.853	0.782	0.569	
		$\tau_b$ (MPa)	1.360	1.195	1.094	0.796	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1037.3	884.49	647.39	379.61	
$\sigma_b$ (MPa)		<b>2.20</b>	<b>1.91</b>	<b>1.45</b>	<b>0.85</b>		

Tableau VI.24 : Ferrailage de deuxième voile longitudinal d'ascenseur :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone VI		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.025	2.05	2.075	2.1		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.405	0.41	0.415	0.42		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	6498.64	4343.67	2558.96	1968.67		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-10136.26	-6778.41	-3953.7	-2896.37		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	358.44	314.94	288.44	209.93		
	L <sub>t</sub> (m)	1.23	1.25	1.26	1.25		
	L <sub>c</sub> (m)	0.79	0.80	0.82	0.85		
	d (m)	0.617	0.625	0.630	0.625		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5068.130	3389.205	1976.850	1448.185		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	938.04	635.16	373.53	271.58	
		N <sub>2</sub>	312.680	211.721	124.511	90.528	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>23.45</b>	<b>15.88</b>	<b>9.34</b>	<b>6.79</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>7.82</b>	<b>5.29</b>	<b>3.11</b>	<b>2.26</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		13.80	12.13	11.10	8.08	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>26.90</b>	<b>18.91</b>	<b>12.11</b>	<b>8.81</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>11.27</b>	<b>8.32</b>	<b>5.89</b>	<b>4.28</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6.48	6.56	6.61	6.56	
	A <sub>v adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	<b>28.14</b>	<b>21.56</b>	<b>15.84</b>	<b>15.84</b>	
		Bande 2	<b>13.56</b>	<b>13.56</b>	<b>9.42</b>	<b>9.42</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	<b>2X7HA16</b>	<b>2X7HA14</b>	<b>2X7HA12</b>	<b>2X7HA12</b>
			Bande 2	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA10</b>	<b>2X6HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bande 1	8	8	8	8	
		Bande 2	14	14	14	14	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1.85	1.87	1.89	1.88		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7.04	5.39	3.96	3.96		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>17HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>	<b>11HA10/nappe</b>		
S =26cm		(A=13.35cm <sup>2</sup> )	(A=8.64cm <sup>2</sup> )	(A=8.64cm <sup>2</sup> )	(A=8.64cm <sup>2</sup> )		
Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>					
contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.983	0.853	0.772	0.555		
	$\tau_b$ (MPa)	1.377	1.195	1.081	0.778		
ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1037.3	884.49	647.39	379.61		
	$\sigma_b$ (MPa)	<b>2.22</b>	<b>1.91</b>	<b>1.43</b>	<b>0.83</b>		

- Schéma de ferrailage d'un voile :



**Figure VI.16:** Schéma de ferrailage d'un voile

# **C**hapitre VII : Etude De L'infrastructure

## VII. Etude de l'infrastructure

### VII-1 Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- **Un effort normal** : charges et surcharges verticales centrées.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

### VII-2 Étude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

En l'absence d'un rapport détaillé, on considère que :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2$  bars.

- Pas de nappe.

### VII-3-Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que les caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- l'économie.

**Remarque :**

Vu l'ampleur de notre bâtiment et du faite que la structure est un système «< voile porteur >>, le calcul des semelles isolées n'est pas faisable. Alors on passe au calcul des semelles filantes.

**VII-3-1 Semelles filantes**

**VII-3-1.1. Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \frac{N_s}{BXL} \leq \sigma_{sol}$$

$$B = \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

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.

**Tableau VII-1 :** Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voiles	$N_s$	L(m)	B(m)	S=B.L
VID <sub>1</sub>	738.75	4.25	0.87	3.70
VIG <sub>1</sub>	735.82	4.25	0.87	3.70
VID <sub>2</sub>	610.82	4	0.76	3.08
VIG <sub>2</sub>	612.83	4	0.77	3.08
VID <sub>3</sub>	535.59	3.25	0.82	2.70
VIG <sub>3</sub>	542.43	3.25	0.83	2.70
VIC <sub>1</sub>	1074.16	4	1,34	5.36
VIA <sub>s1</sub>	438.32	2.05	1.07	2.20
			<b>ΣS</b>	26.52

**Tableau VII-2** :Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	Ns	L(m)	B(m)	S=B.L
Vt <sub>1</sub>	1185.82	4	1,48	5.92
Vt <sub>2</sub>	1201.71	4	1.50	6
Vt <sub>3</sub>	878.98	4	1,10	4.4
Vt <sub>4</sub>	1064.79	4	1,33	5.32
Vt <sub>4</sub>	492.51	2.25	1.10	2.48
Vt <sub>4</sub>	463.56	2.25	1.03	2.32
			ΣS	26.44

La surface totale des semelles filantes sous voiles  $S_t=26.52 +26.44 = 52,96 \text{ m}^2$ .

### VII-3-1 -2Semelles filantes sous poteaux

#### a. Hypothèses de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### b. Étape de calcul

- Détermination de la résultante des charges :  $R=\sum N_i$ .

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

**c. Exemple de calcul**

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII-3** :Surface de semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN/m)	e <sub>i</sub> ( m)	N <sub>s</sub> . e <sub>i</sub> (KN.m)
1	1160.46	0.006	-7.99	-9272.08
2	1235.71	14.325	-3.74	-4621.55
3	715.17	-0.107	-0.94	-672.26
4	1340.20	-3.816	3.06	4101.01
5	941.35	-0.419	5.86	5516.31
6	852.75	-0.471	9.11	7768.55
<b>Total</b>	<b>6245.64</b>	<b>9.518</b>	/	<b>2819.98</b>

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{2819.98+9.518}{6245.64} = 0.45 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,45 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{17.1}{6} = 2,85 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{6245.64}{17.1} \left(1 - \frac{6.0,45}{17.1}\right) = 307,57 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{6245.64}{17.1} \left(1 + \frac{6.0,45}{17.1}\right) = 422,91 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{6245.64}{17.1} \left(1 + \frac{3.0,45}{17.1}\right) = 394.07 \text{ KN/m.}$$

**d. Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{394.07}{200} = 1.97 \text{ m.}$$

On prend  $B = 2 \text{ m}$ .

On aura donc,  $S_p = (2 \times 17,1 \times 5) = 171 \text{ m}^2$ .

$$S_v = 52,96 \text{ m}^2.$$

$$S_t = 171 + 52,96 = 223,96 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment est :  $(24,70 \times 11,05) + (18,30 \times 6,05) = 383,65 \text{ m}^2$

$$\frac{223,96}{383,65} = 58,37 \%$$

#### Remarque :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

### VII-4 Etude du 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

#### VII-4-1 Pré dimensionnement du radier

##### a. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

##### b. Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

$h$  : épaisseur du radier.

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs.

$L_{\max} = 4,25 \text{ m} \rightarrow 53,125 \text{ cm} \leq h \leq 85 \text{ cm} \rightarrow$  On prend :  $h = 80 \text{ cm}$ .

#### Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K=40\text{MPa}$  pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 10818,86 \text{ MPa}$ .

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'ou: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 4,25\right)^4 \frac{3 \cdot 40}{10818,86}} = 0.84 \text{ m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour  **$h=100\text{cm}$**

### La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm.}$$

$$h_d > \frac{425}{20} = 0,2125\text{m Soit } h_d = \mathbf{40\text{cm}}.$$

### Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{425}{10} = 42.5 \text{ cm Soit } h_n = \mathbf{80 \text{ cm}}.$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 32 \leq b_n \leq 56 \text{ Soit } b_n = \mathbf{50 \text{ cm}}.$$

**Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{425}{50} \leq h_t \leq \frac{425}{40} \rightarrow 8.5 \text{ cm} \leq h_t \leq 10.625 \text{ cm} \text{ soit } \mathbf{ht=10 \text{ cm.}}$$

**. Remarque :**

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : **h<sub>d</sub> = 40 cm.**

- La nervure : **h<sub>n</sub> = 80 cm.**

**b<sub>n</sub> = 50 cm.**

- La dalle flottante : **ht = 10 cm.**

### VII-4-2 détermination des sollicitations

Charge du bâtiment  $G_{\text{bat}} = 44907,61 \text{ KN.}$

Charge d'exploitation  $Q = 7466,22 \text{ KN.}$

**Combinaison d'actions :**

A l'ELU:  $N_u = 1,35. G + 1,5. Q = 71824,6 \text{ KN.}$

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 52373,83 \text{ KN.}$

### VII-4-3 Détermination de la surface du radier

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{71824,6}{1,33 \cdot 200} = 270,01 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{52373,83}{200} = 261,87 \text{ m}^2$$

D'où :  $S_{\text{bat}} > \max (S_1, S_2)$

$$S_{\text{bat}} = 383,65 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 270,01 \text{ m}^2.$$

**Remarque :**

Étant donné que la surface 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 :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}.$$

On prend:  $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$ .

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{radier}} = 383,65 + 43,30 = 426,95 \text{ m}^2.$$

Sachant que :

$$S_{\text{déb}} = (24,7 + 11,05 + 3,2 + 6,05 + 18,30 + 6,05 + 3,2 + 11,05) \times 0,5 + 6 (0,5)^2 = 43,30 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{radier}} = 426,95 \text{ m}^2$ .

#### VII-4-4 Détermination des efforts à la base du radier :

- **Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

- **Poids de la dalle**

$$\text{Poids de la dalle} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 426,95 \times 0,4 \times 25 = 4269,5 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures**

$$\begin{aligned} \text{Poids des nervures} &= \{b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)\} \rho_b \\ &= 0,50 \times (0,8 - 0,4) \times (24,7 \times 8 + 17,1 \times 6) \times 25 = 1501 \text{ KN} \end{aligned}$$

- **Poids de T.V.O**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$P_{\text{TVO}} = (426,95 - 150,1) \times (0,8 - 0,4) \times 25 = 2768,5 \text{ KN}$$

$$\text{Sachant que : } S_{\text{ner}} = b_n \cdot l_x \cdot n + b_n \cdot l_y \cdot m = 0,50 \times 24,7 \times 8 + 0,50 \times 17,1 \times 6 = 150,10 \text{ m}^2$$

- **Poids de la dalle flottante**

$$\text{Poids de la dalle flottante} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$\text{Poids de la dalle flottante} = 426,95 \times 0,1 \times 25 = 1067,38 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 4269,5 + 1501 + 2768,5 + 1067,38 = 9606,38 \text{ KN}$$

- **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 9606,38 + 44907,61 = 54513,99 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 7466,22 + (3,5 \times 426,95) = 8960,54 \text{ KN}$$

▪ **Combinaison d'actions :**

- A l'état limite ultime :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 87034,70 \text{ KN}$

- A l'état ultime de service :  $N_s = G + Q = 63474,53 \text{ KN}$ .

**VII-4-5 Vérifications**

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{87034,70 \times 1}{426,95} \cdot \frac{4,25}{2} = 433,18 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{433,18 \times 10^3}{1000 \cdot 360} = 1,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de la stabilité du radier :**

**a. Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,35 \text{ m} ; Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,99 \text{ m}$$

**b. Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 3114,87 \text{ m}^4 ; I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 16966,02 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste en 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.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :  $M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

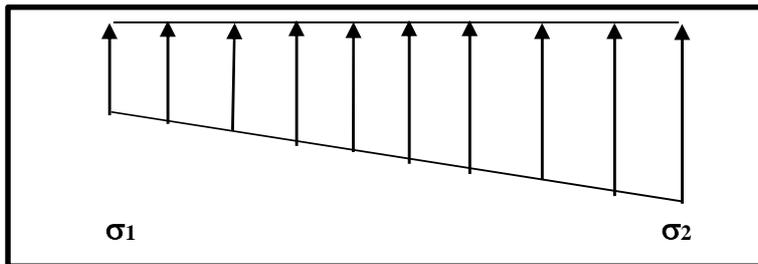
$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

**A l'ELU :**  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$

**A l'ELS :**  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$  avec :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

Tel que  $V$  c'est la distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier



**Figure VII.1 :** Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal :  $N_u = 87034,70 \text{KN}$  ;  $N_s = 63474,53 \text{KN}$

Calcul des moments :  $M = M_0 + T_0 \times h$

$M_x = 14582,314 + (3030,48 \times 1) = 17309,746 \text{kN.m}$

$M_y = 14562,742 + (3202,11 \times 1) = 17444,641 \text{kN}$ .

➤ **Sens longitudinal :**

**A l'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{87034,70}{426,95} + \frac{17309,746}{16966,02} \times 12,35 = 216,45 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{87034,70}{426,95} - \frac{17309,746}{16966,02} \times 12,35 = 191,25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{D'où : } \left. \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{3 \times 216,45 + 191,25}{4} = 210,15 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_m < 1,33 \sigma_{sol}$$

➡ **(Condition vérifiée)**

**A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{63474,53}{426,95} + \frac{17309,746}{16966,02} \times 12,35 = 161,27 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{63474,53}{426,95} - \frac{17309,746}{16966,02} \times 12,35 = 136,06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 161,27 + 136,06}{4} = 154,97 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➡ **(Condition vérifiée)**

➤ **Sens transversal :**

**A l'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{87034,70}{426,95} + \frac{17444,641}{3114,87} \times 7,99 = 248,60 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{87034,70}{426,95} - \frac{17444,641}{3114,87} \times 7,99 = 159,10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 248,60 + 159,10}{4} = 226,225 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} \end{array} \right.$$

➔ Condition vérifiée.

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{63474,53}{426,95} + \frac{17444,641}{3114,87} \times 7,99 = 193,42 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{63474,53}{426,95} - \frac{17444,641}{3114,87} \times 7,99 = 103,92 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{D'où : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{3 \times 193,42 + 103,92}{4} = 171,04 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_m < \sigma_{sol} \end{array} \right.$$

➔ Condition vérifiée.

▪ **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq F_s \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Avec :

**P** : Poids total à la base du radier ;

**F<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $F_s = 1,5$

**γ<sub>w</sub>** : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$ )

**Z** : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 1,00 \text{ m}$ )

$$P = 54513,99 \text{ KN}.$$

$$F_s \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 426,95 \times 18 \times 1 = 11527,65 \text{ KN}.$$

$$P = 54513,99 \text{ KN} \gg 11527,65 \text{ KN} \quad \implies \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

▪ **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

**N<sub>u</sub>** : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

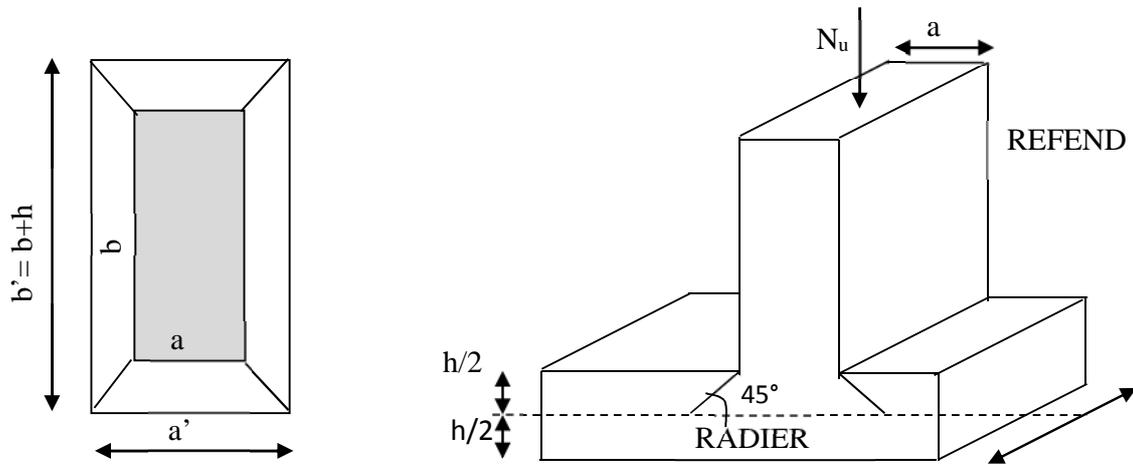


Figure VII-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

#### Calcul du périmètre utile $\mu_c$ :

- Poteaux :

$$\mu_c = 2.(a'+b') = 2(a+b+2.h) = 2(0,45+0,45+2.1) = 5,8 \text{ m.}$$

$$N_u = 1777,20 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 5,8 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4350 \text{ KN.}$$

- Voile (pour une bande de 1m):

$$\mu_c = 2.(a'+b') = 2(a+b+2.h) = 2(0,20+1+2.1) = 6,4 \text{ m.}$$

$$N_u = 1545,38 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4800 \text{ KN.}$$

#### VII-4-6 Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91 pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires.

**Panneaux encastrés sur 4 appuis :**

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :** Si  $\alpha < 0,4$  le panneau travaille suivant la petite portée.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :** Si  $0,4 \leq \alpha \leq 1$  le panneau travaille suivant les deux directions.

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$ .

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$ .

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}; L_x < L_y$$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs pour le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 4 \text{ m} ; L_y = 4,25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,25} = 0,94$$

$0,4 < \rho \leq 1 \implies$  La dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte  $\sigma_m$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (226,22 - \frac{9606,38}{426,95}) \times 1 \text{ m} = 203,72 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (171,04 - \frac{9606,38}{426,95}) \times 1 \text{ m} = 148,54 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul à l'ELU :**

➤ Evaluation des moments  $M_x, M_y$

$$\implies \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0419 \end{array} \right.$$

$$\rho = 0,94$$

$$\mu_y = 0,864$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0,0419 \times 203,72 \times 4^2 = 136,57 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,864 \times 136,57 = 118 \text{ kN.m} \end{cases}$$

### Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée :  $0,75M_{0x}$  ou  $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis :  $0,5M_{0x}$  .

#### a. Ferrailage aux appuis :

Moments en appuis à L'ELU :  $M_{a-x} = 136,57 \times 0,5 = \mathbf{68,29 \text{ kN.m}}$ .

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{68,29 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,037 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

⇒ armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,037 \beta_u = 0,9815$$

$$A_{app} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{68,29 \times 10^3}{0,9815 \times 36 \times 348} = 5,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{app} = 5,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit:  $7\text{HA}12 / \text{ml} = \mathbf{7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$

Avec : **St = 15cm**

#### a. Ferrailage en travée:

##### ➤ Sens xx

Moments en travée à L'ELU :  $M_{t-x} = 136,57 \times 0,75 = \mathbf{102,43 \text{ kN.m}}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{102,43 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,056 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

⇒ armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,056 \beta_u = 0,971$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{102,43 \times 10^3}{0,971 \times 36 \times 348} = 8,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 8,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **7HA14/ml = 10,78 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec : **St = 14 cm**

➤ **Sens yy**

Moments en travée à L'ELU :  $M_{t-y} = 118 \times 0,75 = 88,5 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{88,5 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,048 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

⇒ armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,048 \beta_u = 0,975$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{88,5 \times 10^3}{0,975 \times 36 \times 348} = 7,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 7,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **7HA12ml = 7,92 cm<sup>2</sup>/ml**, Avec : **St = 15 cm**

**Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

**VII-4-7 Vérification à l'E.L.U**

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

Avec :  $A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 36 \times 2,1}{400} = 4,34 \text{ cm}^2$

**Tableau VII.4 :** vérification de la section minimale

		<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Amin (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Observation</b>
<b>appuis</b>		7,92	4,34	Condition Vérifiée
				Condition Vérifiée
<b>Travée</b>	x-x	10,18	4,34	Condition Vérifiée
	y-y	7,92		Condition Vérifiée

- **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42) :**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VII-4-8 Calcul et vérification à l'E.L.S :**

Evaluation des moments  $M_x, M_y$

$$\rho = 0,94 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0,0419 \times 148,54 \times 4^2 = 100,45 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,864 \times 100,45 = 86,78 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Aux appuis

Moments en appuis à l'ELS :  $M_{a-x} = 100,45 \times 0,5 = 50,225 \text{ kN.m.}$

- En travée

Moments en travée à l'ELS :  $M_{t-x} = 100,45 \times 0,75 = 75,34 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS :  $M_{t-y} = 86,78 \times 0,75 = 65,08 \text{ kN.m}$

- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

- Aux appuis :  $A_s = 7,92 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,92}{100 \times 36} = 0,218 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0,929 \\ K_1 = 55,42 \longrightarrow K = 0,018 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{50,225 \times 10^3}{0,929 \times 36 \times 7,92} = 221,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 3,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées :
- Dans le sens xx :  $A_s = 10,18 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10,18}{100 \times 36} = 0,28 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,916 \\ K_1 = 44,52 \longrightarrow K = 0,022 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{75,34 \times 10^3}{0,916 \times 36 \times 10,18} = 224,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 4,93 \text{ MPa} < (\sigma_{bc}) = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans le sens yy :  $A_s = 7,92 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,92}{100 \times 36} = 0,25 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,920 \\ K_1 = 47,50 \longrightarrow K = 0,021 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{65,08 \times 10^3}{0,920 \times 36 \times 7,92} = 217,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 4,56 \text{ MPa} < (\sigma_{bc}) = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

### VII-5-Ferraillage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

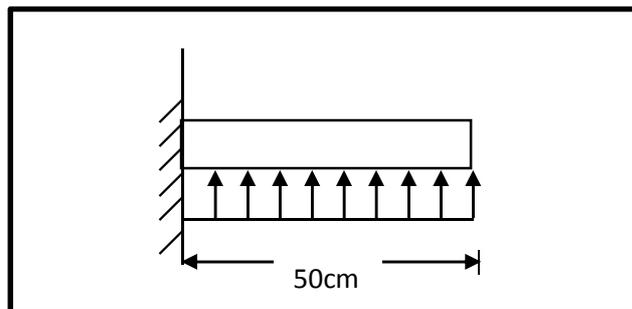


Figure VII.3 : Schéma statique du débord.

**a. Sollicitations de calcul :****A l'ELU :**

$$q_u = 203,72 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{203,72 \times 0,50^2}{2} = -25,47 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**

$$q_s = 148,54 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{148,54 \times 0,50^2}{2} = -18,56 \text{ KN.m}$$

**b. Calcul des armatures :**

- **Armatures principales :**

$$b=1\text{m} ; d=36 \text{ cm} ; f_{bc}=14,2\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25,47 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,2} = 0,014 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,011 \rightarrow \beta_u = 0,979$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{25,47 \times 1000}{0,979 \times 36 \times 348} = 2,08 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**VII-5-1 Vérification à l'ELU**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 36 \times 2,1}{400} = 4,34 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **20 cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm**

### VII-5-2 Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 36} = 0,156$$

$$\rho_1 = 0,156 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,935 ; K_1 = 61,92$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{18,56 \times 10^6}{0,935 \times 360 \times 5,65 \times 10^2} = 97,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,016 \times 97,60 = 1,56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 97,60 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### 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.

### VII-6 Ferrailage des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

#### a. Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

#### Remarque :

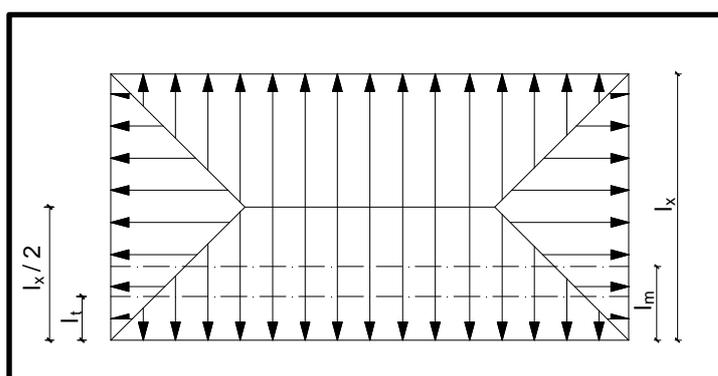
Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant :  $l_m = l_x(0.5 - \rho^2/6)$

Effort tranchant :  $l_t = l_x(0.5 - \rho^2/4)$



**Figure VII.4:** Répartition trapézoïdale

• Le Chargement simplifié

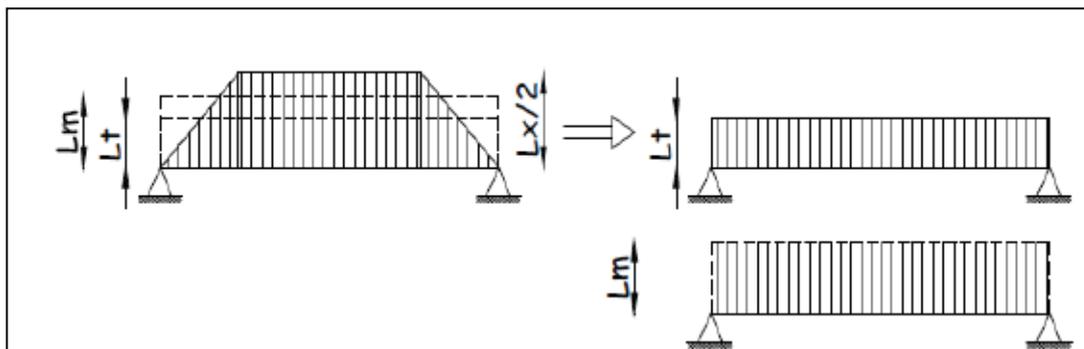


Figure VII.5 : Présentation du chargement simplifié.

• Charge triangulaire :

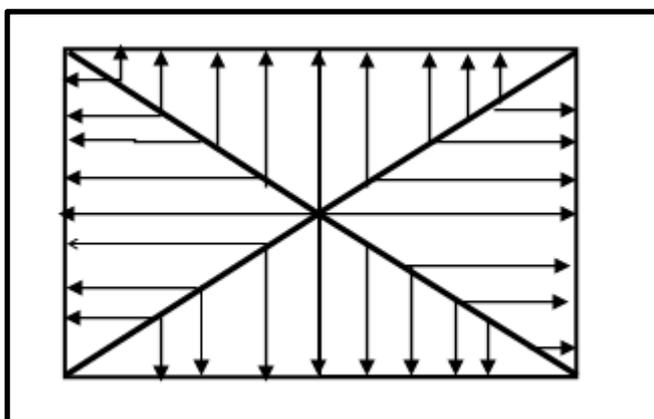


Figure VII.6: Répartition triangulaire

Moment fléchissant :  $l_m = 0.333x l_x$

Effort tranchant :  $l_t = 0.25x l_x$

a. Charges à considérer :

$$\begin{aligned} \rightarrow Q_{um} &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_{sm} &= q_s \times l_m \quad q_u \times l_t \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} \rightarrow Q_{um} &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_{sm} &= q_s \times l_m \quad q_u \times l_t \end{aligned}} \right\} Q_m$$

$$\begin{aligned} \rightarrow Q_{ut} &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_{st} &= q_s \times l_t \quad q_u \times l_t \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} \rightarrow Q_{ut} &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_{st} &= q_s \times l_t \quad q_u \times l_t \end{aligned}} \right\} Q_t$$

**b. Détermination des charges :****L'ELU :**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_u = \left( 226,22 - \frac{9606,38}{426,95} - \frac{1501}{150,1} \right) = 193,72 \text{ KN/m}^2$$

**L'ELS :**

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_s = \left( 171,04 - \frac{9606,38}{426,95} - \frac{1501}{150,1} \right) = 138,54 \text{ KN/m}^2$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinale:

Tableau VII.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale)

travée	panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	Lt	Qu	Qs	Moment fléchissant			Effort tranchant				
										Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
<b>a-b</b>	1	3,2	4,25	0,75	trapezoidale	1,3	1,15	193,72	138,54	251,840	503,672	180,102	360,204	222,778	445,556	159,321	318,642
	2	3,2	4,25	0,75	trapezoidale	1,3	1,15	193,72	138,54	251,840		180,102		222,778		159,321	
<b>b-c</b>	1	4	4,25	0,94	trapezoidale	1,411	1,116	193,72	138,54	273,339	546,680	195,479	390,960	216,192	432,383	154,610	309,221
	2	4	4,25	0,94	trapezoidale	1,411	1,116	193,72	138,54	273,339		195,479		216,192		154,610	
<b>C-D</b>	1	3,6	4,25	0,85	trapezoidale	1,367	1,149	193,72	138,54	264,815	529,630	189,384	378,768	222,584	445,168	159,182	318,364
	2	3,6	4,25	0,85	trapezoidale	1,367	1,149	193,72	138,54	264,815		189,384		222,584		159,182	
<b>D-E</b>	1	3,1	4,25	0,73	trapezoidale	1,275	1,137	193,72	138,54	246,993	493,986	176,639	353,277	220,260	440,520	157,520	315,040
	2	3,1	4,25	0,73	trapezoidale	1,275	1,137	193,72	138,54	246,993		176,639		220,260		157,520	

Sens transversal :

Tableau VII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

travée	panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	lt	Qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	4	4,25	0,94	trapézoïdale	1,411	1,116	193,72	138,54	273,339	538,154	195,480	384,864	216,192	438,778	154,611	313,793
	2	3,6	4,25	0,85	trapézoïdale	1,367	1,149	193,72	138,54	264,815		189,384		222,584		159,182	
b-c	1	4	4,25	0,94	trapézoïdale	1,411	1,116	193,72	138,54	273,339	538,154	195,480	384,864	216,192	438,778	154,611	313,793
	2	3,6	4,25	0,85	trapézoïdale	1,367	1,149	193,72	138,54	264,815		189,384		222,584		159,182	

1) a) Les diagrammes des moments fléchissant (ELU) :

- Sens longitudinale (x-x) :

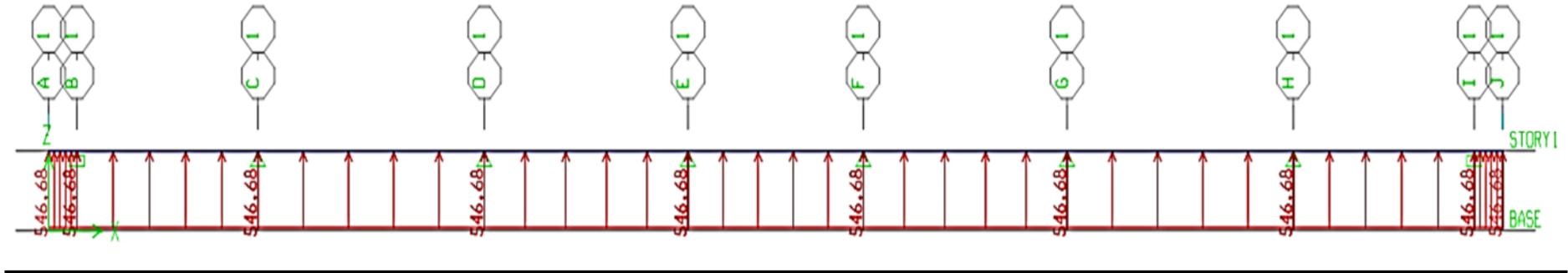


Figure VII.7: Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissants).

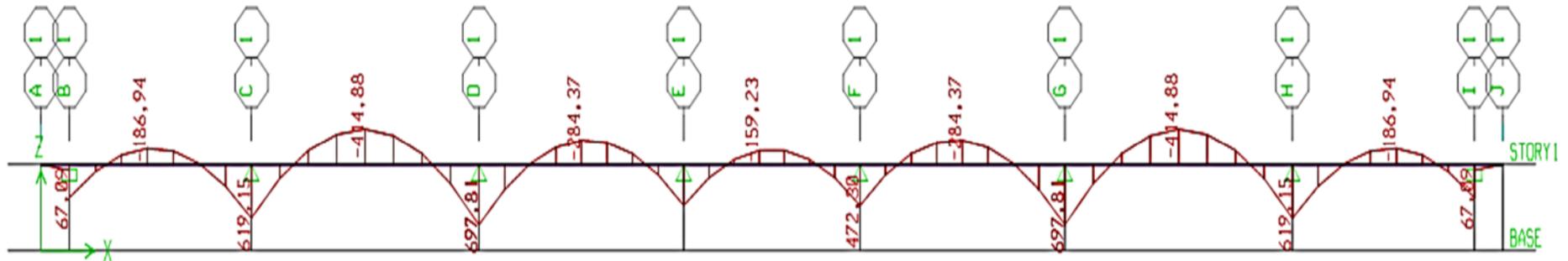


Figure VII.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).

- Sens transversale (y-y) :

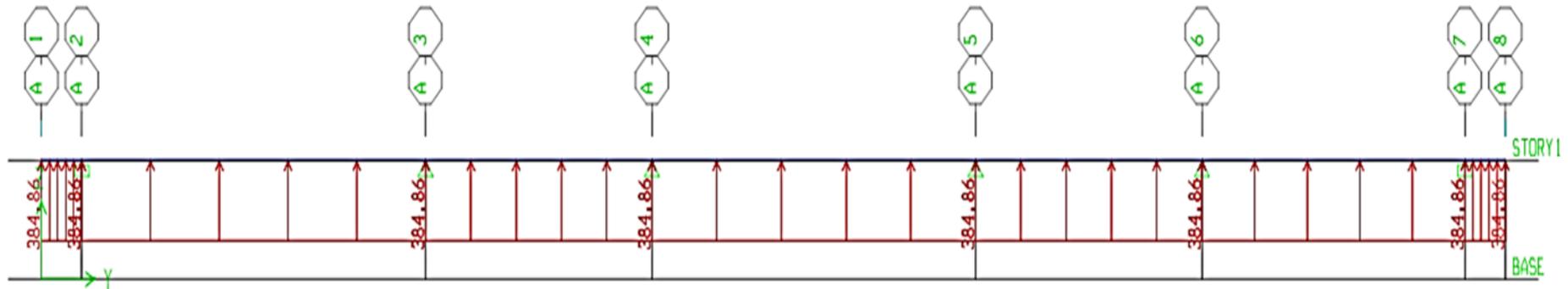


Figure VII.9 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant)(sens yy)

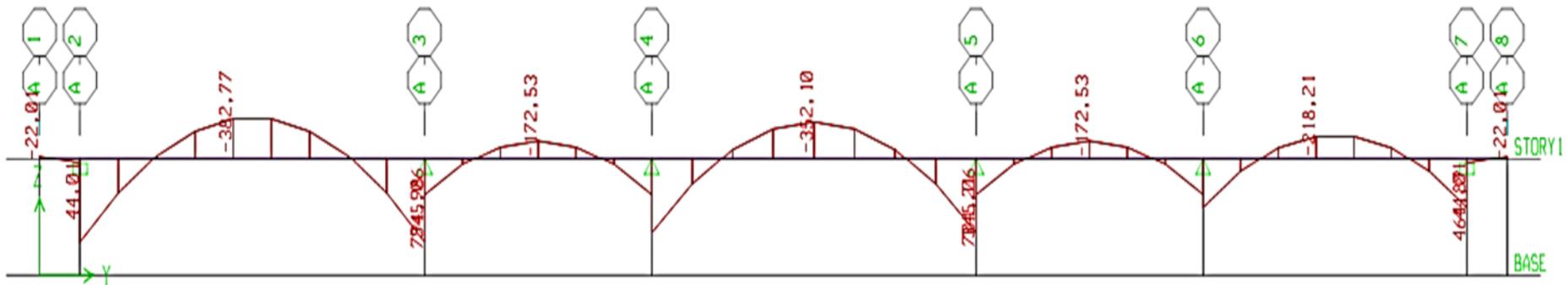


Figure VII.10 :Diagramme des moments fléchissant à l'ELU(sens yy).

b) Les diagrammes des efforts tranchants ( ELU ) :

- Sens longitudinale (x-x) :

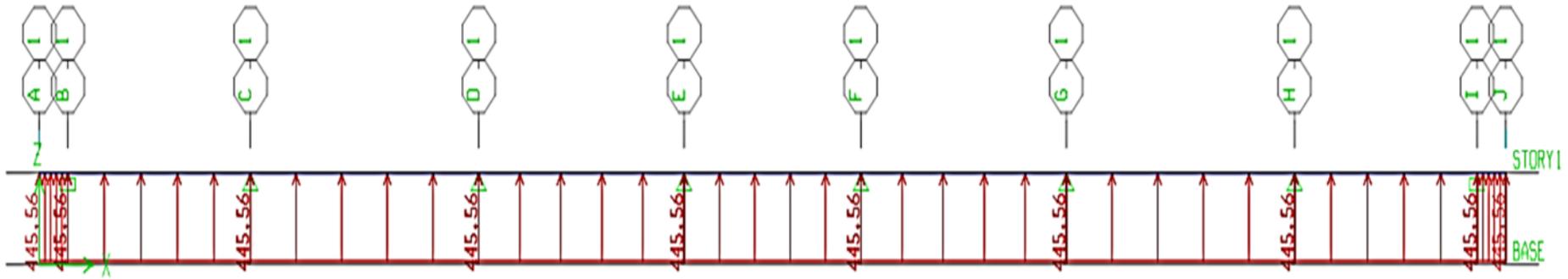


Figure VII.11 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

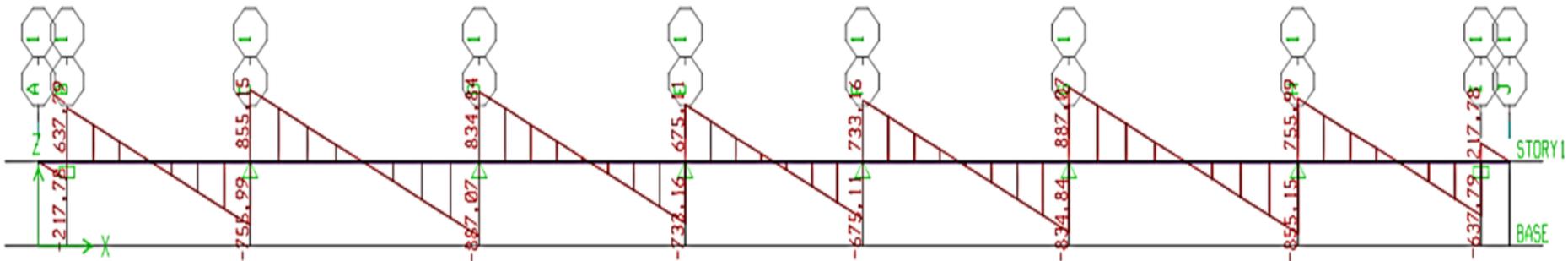


Figure VII.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(sens xx).

- Sens transversale (y-y) :

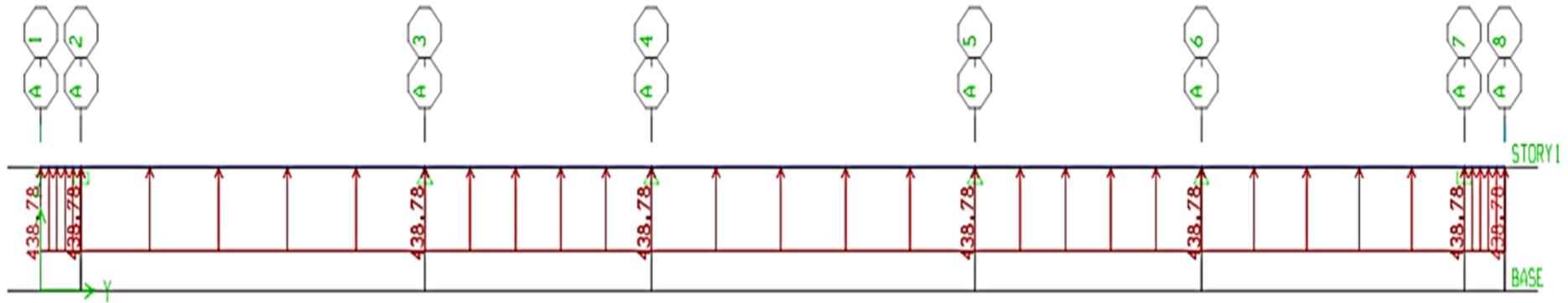


Figure VII.13 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

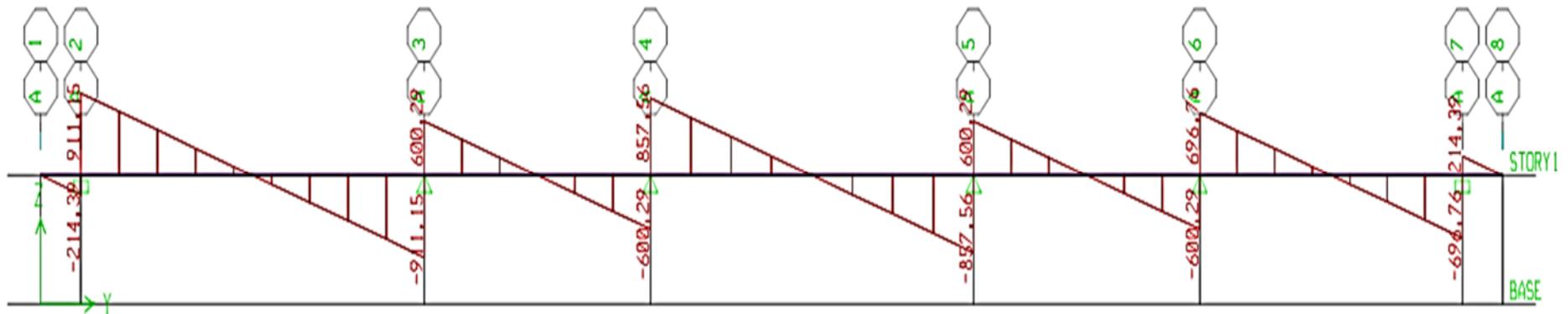


Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(sens yy).

2) a) Les diagrammes des moments fléchissant (ELS) :  
Sens longitudinale (x-x) :

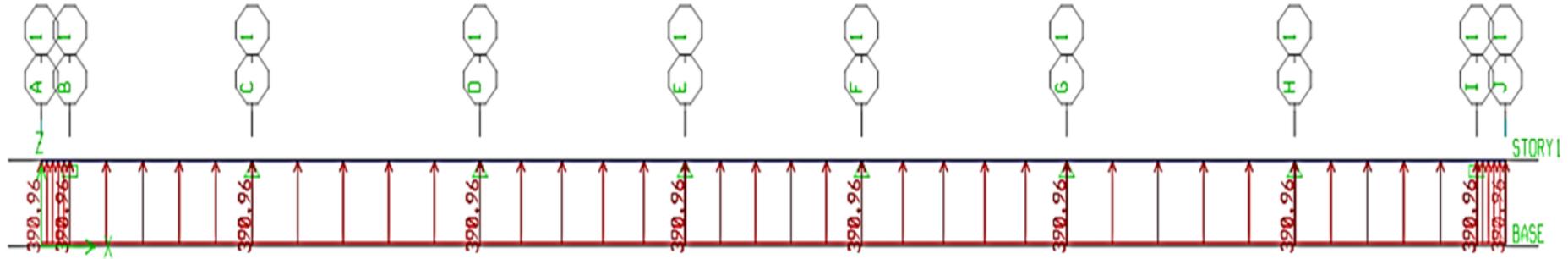


Figure VII.15 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens xx).

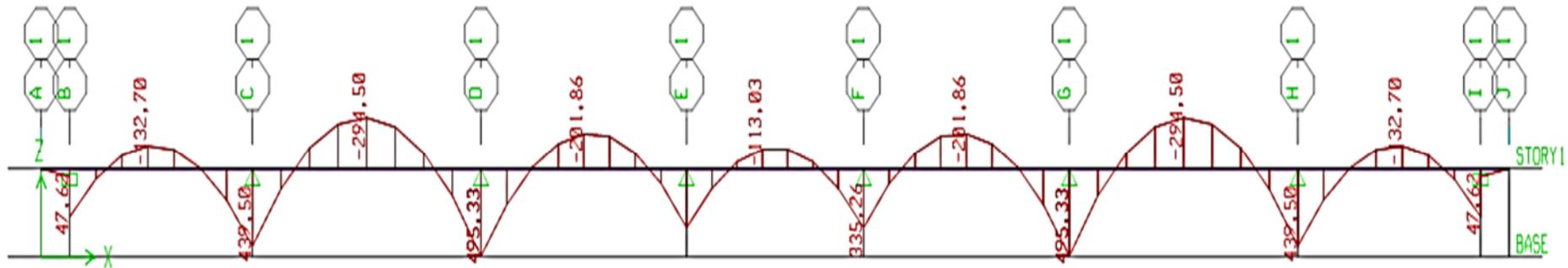


Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(sens xx).

- Sens transversale (y-y) :

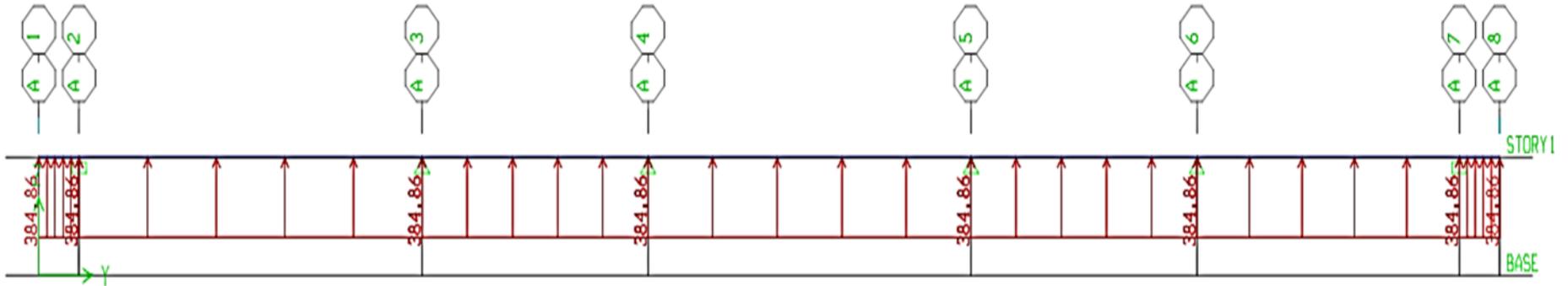


Figure VII.17: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens yy).

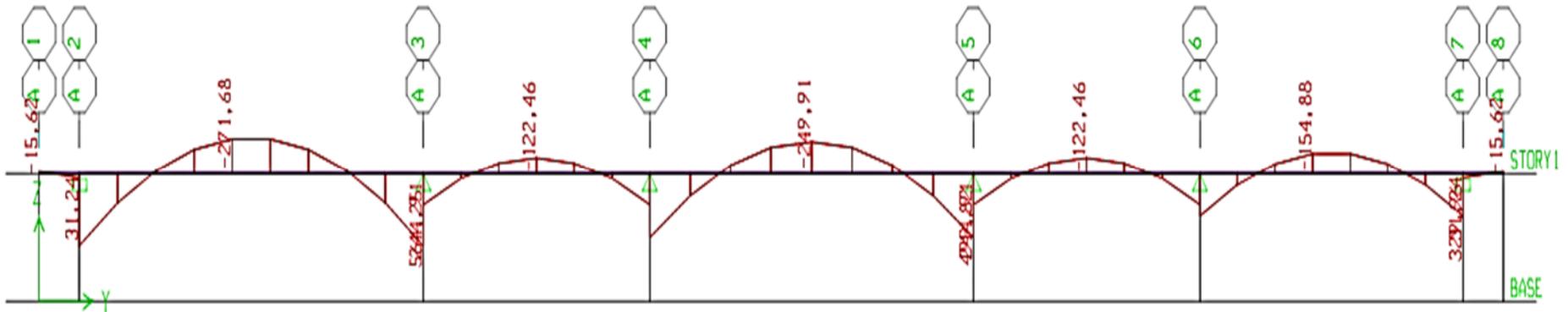


Figure VII.18: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens yy).

b) Les diagrammes des efforts tranchants (ELS) :

- Sens longitudinale (x-x) :

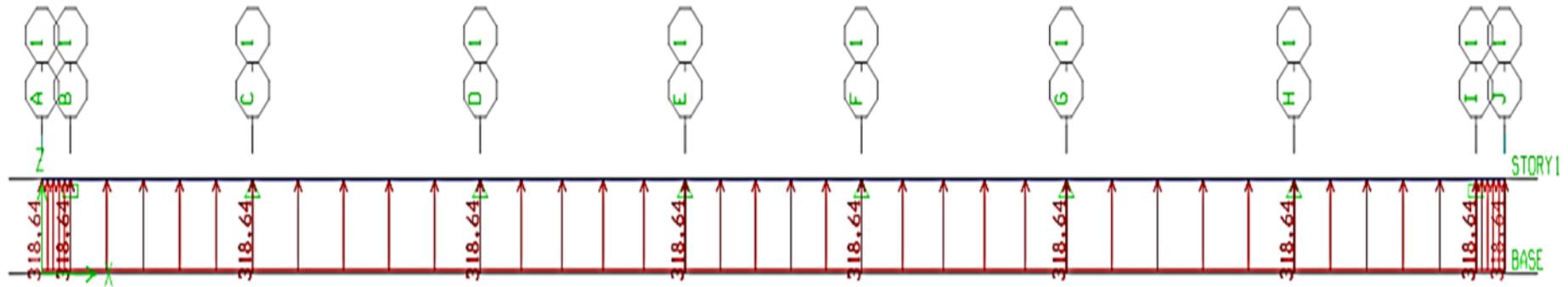


Figure VII.19 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

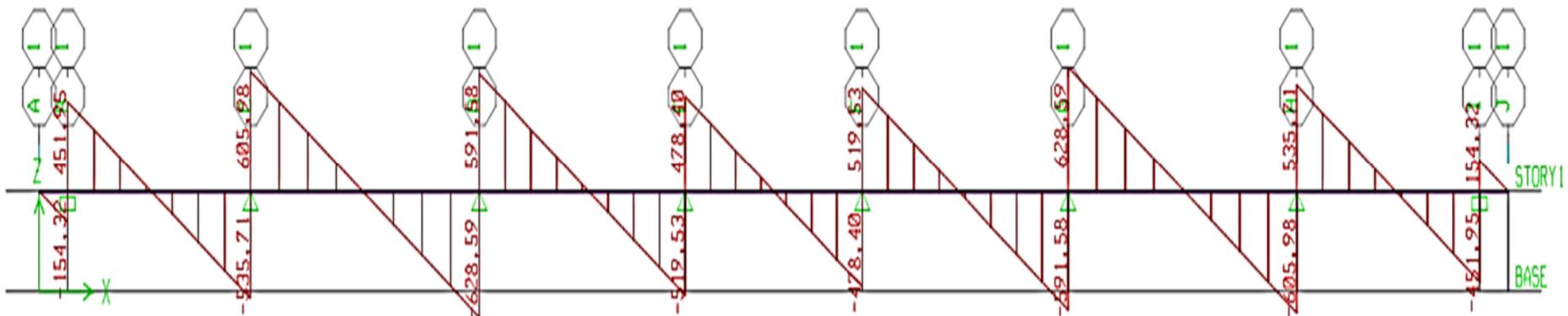


Figure VII.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens xx).

- Sens transversale (y-y) :

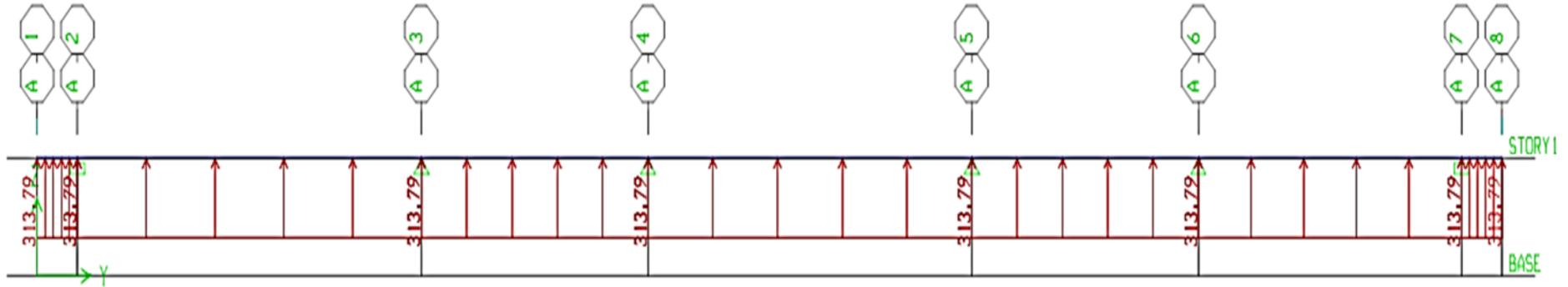


Figure VII.21: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

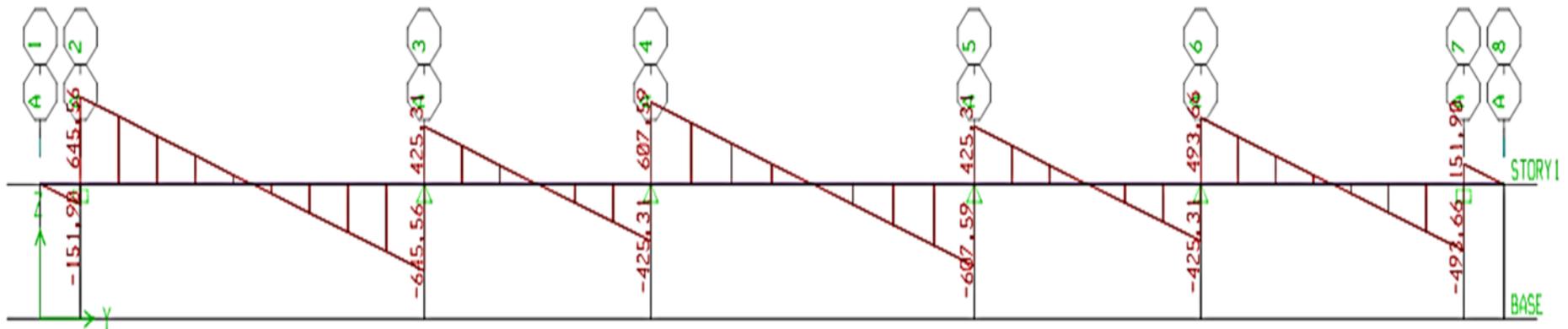


Figure VII.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS(sens yy)

**Tableau VII.7 :** Les efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>M<sub>amax</sub> (KN.m)</b>	697,81	495,33	794,590	564,251
<b>M<sub>tmax</sub>(KN.m)</b>	414,88	294,50	382,77	271,68
<b>T<sub>max</sub> (KN)</b>	887,07	628,59	911,15	645,56

**c. Calcul des armatures :**

- **Armatures longitudinales :**

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VII.8 :** Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	β	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
xx	Appuis	697,81	0,109	0,945	SSA	22,34	<b>4HA16 filante+(4HA16+4HA16)chap =24,12</b>
	Travée	414,88	0,064	0,957	SSA	13,11	<b>4HA16 filante + 4HA16chap=16,08</b>
yy	Appuis	794,590	0,124	0,942	SSA	25,51	<b>4HA16 filante+(4HA16+4HA20)chap=28,65</b>
	travée	382,770	0,060	0,958	SSA	12,08	<b>4HA16 filante + 4HA14chap = 14,20</b>

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi(t) \geq \phi(l \max)/3 = 20/3 = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S(t) \leq \min\{h/4; 12\phi(l \max)\} = \min\{100/4; 12 \times 2\} = \min\{25 ; 24\} = 24 \text{ cm}$$

Soit : **S(t) = 10cm**

En zone courante :

$$S(t) \leq h/2 = 100/2 = 50\text{cm} \quad \text{Soit : } S(t) = 15\text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,50\text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ( $3\text{cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3\text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3\text{ cm}^2$$

On opte pour :  $2HA14 = 3,08\text{ cm}^2$ .

#### d. Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A(\min) = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0,23 \times 50 \times 95 \times (2,1)/400 = 5,74\text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 28,65\text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,74\text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**En travées :**

$$A_t = 14,20\text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,74\text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = T_u \max / (b \times d) \leq (\tau_u) = \min\{0,15 f_{c28}/\gamma_b, 4\text{Mpa}\} = 2,5\text{ Mpa}$$

**Sens longitudinal :  $T_u \max = 887,07\text{ KN}$**

$$\tau_u = (887,07 \cdot (10)^3) / (500 \times 950) = 1,87\text{ Mpa} \leq (\tau_u) = 2,5\text{ Mpa} \dots\dots\dots$$

**Condition vérifiée.**

**Sens transversal:  $T_u \max = 911,15\text{ KN}$**

$$\tau_u = (911,15 \cdot (10)^3) / (500 \times 950) = 1,92\text{ Mpa} \leq (\tau_u) = 2,5\text{ Mpa} \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée.

e. Vérification à l'ELS :

$$1. \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$$

$$2. \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Tableau VII.9 :Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	M <sub>s</sub>	A <sub>(ELU)</sub>	$\rho$	K <sub>1</sub>	$\beta_1$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
x-x	<b>Appuis</b>	495,330	24,12	0,51	31,73	0,893	7,63	15	<b>Vérifié</b>
	<b>Travée</b>	294,500	16,08	0,34	39,95	0,909	5,31	15	<b>Vérifié</b>
y-y	<b>Appuis</b>	564,251	28,65	0,606	28,48	0,885	8,225	15	<b>Vérifié</b>
	<b>Travée</b>	271,680	14,20	0,299	43,14	0,914	5,11	15	<b>Vérifié</b>

# conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, 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.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il propose 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.

# **Annexes**

## Annexe 01

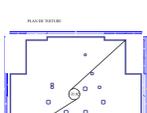
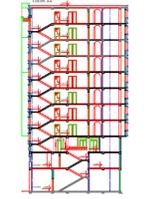
### Tableau des armatures en cm<sup>2</sup>

Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

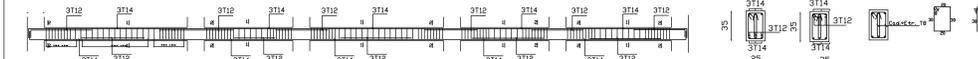
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

*Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre φ en mm.*

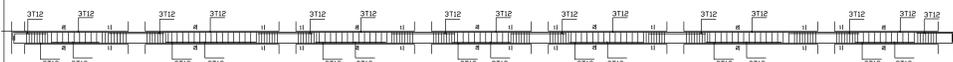
PLANS DE COFFRAGE



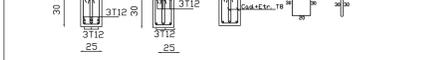
POUTRES PRINCIPALES



POUTRE SECONDAIRES



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



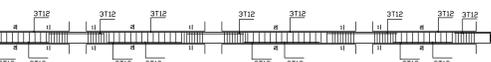
FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



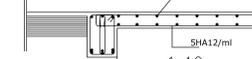
FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DE LA DALLE SALLE MACHINES



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



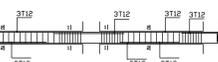
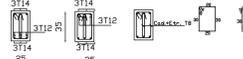
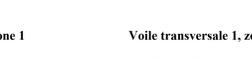
FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DE LA DALLE SALLE MACHINES



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



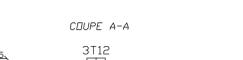
FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE POUTRE DE CHAINAGE



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



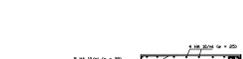
FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE POUTRE DE CHAINAGE



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



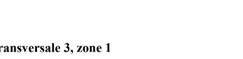
FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE POUTRE DE CHAINAGE



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



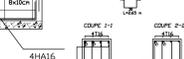
FERRAILLAGE DES POTEAUX



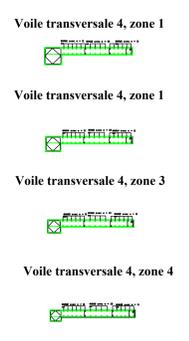
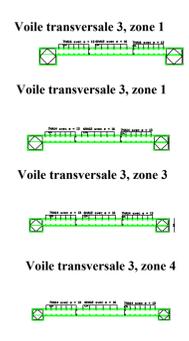
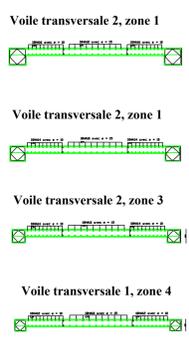
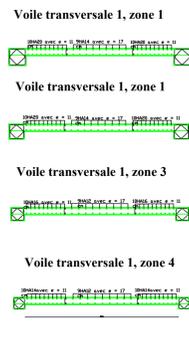
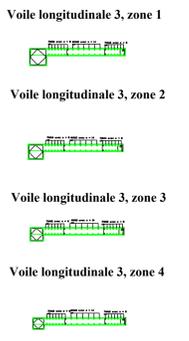
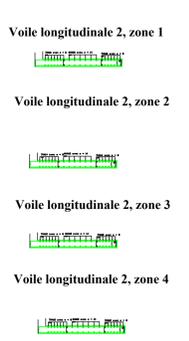
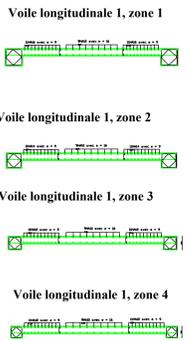
FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POTEAUX



# Bibliographie



BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limitent.



Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).



DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.



Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).



Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.



Les cours et TD du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C)



Tables de Pigeaud et table de calcule a l'ELU et l'ELS.