



**Mémoire De Fin D'études**  
**Pour L'obtention Du Diplôme De Master**  
**Domaine : Sciences et Technologie Spécialité**  
**Génie civil**  
**Option : Structure**

**THÈME**

Etude de la réalisation d'un hôpital 120 lits à Tiaret

**Préparé par :**

- OULDJI YUCEF
- SALEM ABDERRAHMANE

**Membres du jury :**

<b>Président</b>	<b>Mme. DRAOUIA.</b>
<b>Rapporteur</b>	<b>M. SERBAH B.</b>
<b>Examinatrice</b>	<b>Mme. RENNAK.</b>
<b>Examineur</b>	<b>M. BEKKI</b>

**Année universitaire : 2022/2023**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

**Remerciement :**

Avant tout Nous remercions "Allah" tout puissant qui nous a accordé la capacité de penser et d'écrire, la force de croire en nous-mêmes, la patience pour poursuivre notre rêve, ainsi que la volonté et la persévérance nécessaires pour mener à bien le travail que nous présentons aujourd'hui.

Nous souhaitons également remercier notre encadreur, M. SERBAH BOUMEDIENE, pour sa patience et

son soutien précieux qui nous ont aidé à accomplir ce travail avec succès.

Nous sommes également reconnaissants envers tous les enseignants du département de génie civil qui ont

contribué à notre formation universitaire.

Nous exprimons également notre reconnaissance envers les membres du jury pour leur bienveillance et

leur accord à évaluer notre travail.

En fin, nous remercions nos très chers parents, frères, sœurs et à tous ceux qui ont contribué de près ou de

loin à la réalisation de ce travail.

*À*

*MES CHERS PARENTS,*

*MES FRÈRES ET MES SŒUR,*

*TOUS MES AMIES,*

*OULDI YOUCEF et SALEM ABDERRAHMANE*

### Résumé

Notre objectif principal est de réaliser une étude parasismique d'un hôpital de 120 lits situé dans la wilaya de Tiaret, classée en zone I selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). Le bâtiment est composé de deux étages (R+2) et sa stabilité est assurée par des poutres, des poteaux et des voiles de contreventement.

Dans notre étude, nous suivons les règles de construction en vigueur, notamment le BAEL91 modifié 99, le RPA99 version 2003 et le CBA93, pour dimensionner et ferrailer les éléments résistants de la structure. Nous utilisons le logiciel ETABS.V9.7.4-A1 pour l'analyse et le calcul de ce projet, en particulier pour le ferrailage des poteaux et des poutres. Cependant, le ferrailage des voiles est réalisé manuellement.

La fondation du bâtiment est constituée d'une semelle isolée, qui a été prise en compte dans notre étude et analyse

**Mots clés :** RPA99 version 2003; BAEL91 modifié 99; Béton arme ETABS. V9.7.4-A1, Hôpital120 lits.

### ملخص

هدفنا الرئيسي هو إجراء دراسة زلزالية لمستشفى بسعة 120 سريرًا يقع في ولاية تيارت ، مصنّف في المنطقة الأولى وفقًا للوائح الزلازل الجزائرية RPA 99 V 2003 . (يتكون المبنى من طابقين (R + 2) ويتم ضمان ثباته من خلال الجدران الحاملة المشكّلة من مادة الخرسانة المسلحة)

تم انشاء دراسة وتحليل هذا المشروع بواسطة برنامج ETABS.V9.7.4-A1

يتوافق حساب الابعاد وحساب تسليح جميع العناصر المقاومة عن طريق القواعد المعمول بها، وهي BAEL91 المعدل 99 ، و RPA99 V 2003 و CBA93 .

**الكلمات الأساسية:** RPA99 :الإصدار 2003 ؛ تعديل 99 BAEL91 ؛ الخرسانة المسلحة ETABS. V9.7.4-A1 ، مستشفى 120 سريرًا.

### Abstract

The present work consists on seismic study of a 120-bed hospital located in the Tiaret province, which is classified as Zone I according to the Algerian Seismic Regulation (RPA 99, version 2003). The building consists of two floors (G+2), and its stability is ensured by beams, columns, and shear walls for lateral bracing.

In our study, we adhere to the current construction rules and regulations, including the modified BAEL91-99, RPA99 (version 2003), and CBA93, to size and reinforce the structural elements. We utilize the ETABS.V9.7.4-A1 software for the analysis and calculation of this project, particularly for the reinforcement design of columns and beams. However, the reinforcement design for the shear walls is done manually.

The building's foundation consists of isolated footings, which have been considered in our study and analysis.

**Keywords:** RPA99 (version 2003), modified BAEL91-99, ETABS.V9.7.4-A1, 120-bed hospital.

## Liste des figures

Figure I. 1: Diagramme contrainte - déformation du béton. ....	23
Figure I. 2: Diagramme contrainte- déformation de l'acier. ....	26
Figure I. 3: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots .....	28
Figure III. 1: Plancher en corps creux. ....	38
Figure III. 3: Surface supportant la charge revenant au poteau le plus sollicité. ....	45
Figure III. 4: Coupe de voile en élévation .....	54
Figure V. 1: Panneau isole. ....	57
Figure V. 2: Dalle continue. ....	63
Figure V. 3: Coupe d'un plancher à corps creux .....	69
Figure V. 5: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à ELU .....	77
Figure V. 6: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à ELS. ....	78
Tableau V. 8: vérification des contraintes. ....	82
Figure V. 7: ferrailage de plancher (terrasse). ....	85
Figure V. 9: Types de poutrelles. ....	87
Figure V. 10: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU .....	89
Figure V. 11 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS. ....	90
Figure V. 13: Ferrailage de la dalle de compression. ....	95
Figure V. 14: Types de poutrelles .....	96
Figure V. 15: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU .....	104
Figure V. 18: Ferrailage de la dalle de compression .....	111
Figure V. 19 : Types de poutrelles .....	112
Figure V. 20: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à .....	114
Figure 4.5: Diagramme des efforts moments fléchissant et l'effort tranchant à .....	115
Figure V. 24: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU .....	122
Figure V. 25: Diagramme des efforts moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS .....	123
Figure V.1 : Dimensions de l'acrotère. ....	129
Figure V-2- : Ferrailage de l'acrotère. ....	133
Figure V- 3-.Schéma des escaliers. ....	134
Figure V-4 Schéma statique .....	136
Figure V-5 Diagrammes des sollicitations (T, M) .....	137
Figure V-6 : schéma statique du Balcon. ....	146
Figure V-7- Ascenseur dans un bâtiment .....	154
Figure-V-8-Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle. ....	158
Figure V- 10- : Ferrailage inférieur et supérieur de la dalle de l'ascenseur .....	169
Figure IV.1. Vue en plan bloc B1 .....	185
Figure IV.3. Vue en plan bloc B2 .....	187
Figure IV.4. Vue en 3d bloc B2 .....	188
Figure VII.1. Plan de repérage des poutres et des chainages (B1). ....	192
Figure VII.2. Plan de repérage des poutres et des chainages (B2). ....	193

Figure-VII-4-zone nodale .....	210
Figure-VII-5-Dessin de ferrailage des poteaux.....	211
Figure-VII-6-Dessin de ferrailage des poteaux circulaires.....	211
Figure VII.7: La disposition du voile (B1) .....	212
Figure VII.7: La disposition du voile (B2) .....	213
Figure VIII.1:Type des semelles superficielles.....	220
Figure VIII.2 : Arrêt forfaitaire des barres.....	225
Figure VIII.5 : schéma de ferrailage semelle isolée sous poteau.....	226

Liste des tableaux

Tableau I. 1: Les caractéristiques géométriques de la structure. ....	18
Tableau I. 2: Nuances des aciers.....	24
Tableau I. 3:Déformations limites du pivot.....	26
Tableau I. 4: hypothèses de calculs adoptés pour cette étude.....	29
Tableau II. 1:Evaluation des charges du plancher terrasse.....	31
Tableau II. 2: Evaluation des charges du plancher étage courant.....	31
Tableau II. 3: Evaluation des charges du mur. ....	32
Tableau II. 4: Evaluation des charges du plancher dalle pleine terrasse (inaccessible). ....	32
Tableau II. 5: Evaluation des charges du plancher dalle pleine étage courant. ....	33
Tableau II. 6: Evaluation des charges du paillassé d'escalier. ....	33
Tableau II. 7: Evaluation des charges du palier d'escalier. ....	34
Tableau II. 8: Evaluation des charges d'acrotère.....	34
Tableau II. 9: Evaluation des charges des balcons. ....	34
Tableau III. 1: Données architecturales. ....	37
Figure III. 2: Plancher a la dalle pleine.....	38
Tableau III. 2: Tableau récapitulatif des planchers en corps creux. ....	39
Tableau III. 3:Pré dimensionnement des poutres principales (cm). ....	41
Tableau III. 4: Pré dimensionnement des poutres secondaires (cm). ....	43
Tableau III. 5:Tableau récapitulatif des poutres. ....	44
Tableau III. 6: Tableau récapitulatif des poteaux. ....	46
Tableau III. 7:Tableau récapitulatif bloc b2 .....	47
Tableau III. 8: Tableau récapitulatif bloc b3 .....	49
Tableau III. 9: Tableau récapitulatif Bloc B4.....	50
Tableau III. 10:Tableau récapitulatif Bloc B5.....	51
Tableau III. 11:Tableau récapitulatif Bloc B6.....	52
Tableau III. 12: Dégression des charges d'exploitation.....	53
Tableau V. 1: Valeur de $\alpha$ pour chaque panneau. ....	56
Tableau V. 2: Tableau récapitulatif : .....	69
Tableau V. 3: Combinaison des charges.....	70
Tableau V. 4:Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU .....	72
Tableau V. 5:Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS. .....	75
Tableau V. 6:les sollicitations maximales .....	77
Tableau V. 7: Ferrailage longitudinal des poutrelles.....	79
Figure V. 8: Ferrailage de la dalle de compression .....	85
Tableau V. 9:Combinaison des charges.....	86
Tableau V. 10:Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant à ELU.....	87
Tableau V. 11: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS.....	87
Tableau V. 12:les sollicitations maximales. ....	90
Tableau V. 13: Ferrailage longitudinal des poutrelles.....	90
Tableau V. 14:Tableau 4.12: vérification des contraintes. ....	90
Tableau V. 15: Tableau récapitulatif : .....	95
Tableau V. 16:Combinaison des charges. ....	96



Tableau V. 17: Efforts internes.....	96
Tableau V. 18: Moment en appuis ELU.....	99
Tableau V. 19: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU.....	99
Tableau V. 20: Moment en appuis ELS.....	101
Tableau V. 21: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS.....	102
Figure V. 16: Diagramme des efforts moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS.....	103
Tableau V. 22: Ferrailage longitudinal des poutrelles.....	105
Tableau V. 23: vérification des contraintes.....	107
Tableau V. 24: Tableau récapitulatif :.....	111
Tableau V. 25: Combinaison des charges.....	111
Tableau V. 26: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU.....	112
Tableau V. 27: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS.....	112
Tableau V. 28: Ferrailage longitudinal des poutrelles.....	115
Tableau V. 29: vérification des contraintes.....	115
Tableau V. 30: Tableau récapitulatif :.....	118
Tableau V. 31: Combinaison des charges.....	119
Tableau V. 32: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU.....	120
Tableau V. 33: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS.....	120
Tableau V. 34 : Ferrailage longitudinal des poutrelles.....	123
Tableau V. 35: vérification des contraintes.....	123
Tableau 4.3 Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S).....	138
Tableau V-3-Poids mort de l'ascenseur.....	154
Tableau-V-4-Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	158
Tableau-V-5-Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	164
Tableau VI.1 : Résultats de pré dimensionnement.....	173
Tableau VI.2: Coefficient d'accélération de zone « A ».....	174
Tableau VI.3: Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	175
Tableau VI-4: Pourcentage d'amortissement critique.....	176
Tableau IV.5 : Périodes et pourcentages de participation massique bloc B1.....	176
Tableau IV.6 : Périodes et pourcentages de participation massique bloc B2.....	176
Tableau IV.7 : le poids du bloc B1.....	178
Tableau IV.8 : le poids du bloc B1.....	178
Tableau IV.9 : le poids du bloc B2.....	179
Tableau IV.10 : le poids du bloc B2.....	179
Tableau IV.11 : effort tranchant du bloc B1.....	179
Tableau IV.12 : effort tranchant du bloc B2.....	180
Tableau IV.13 : Les déplacements inter étages (Bloc B1).....	181
Tableau IV.15 : Les déplacements inter étages (Bloc B2).....	182
Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter étages (Bloc B2).....	182
Tableau IV.16 : Vérification de l'effet P-Delta (Bloc B1).....	183

Tableau IV.18. Vérification de l'effort normal réduit du bloc B1.....	183
Tableau IV.19. Vérification de l'effort normal réduit du bloc B2 .....	184
Tableau VII- 1: Armatures longitudinales de poutres principales.....	195
Tableau VII- 2 : Choix des armatures longitudinales des poutres principales. ....	195
Tableau VII- 3: Armatures longitudinales de poutres secondaire (B1).....	195
Tableau VII- 4 : Choix des armatures longitudinales des poutres secondaire (B1). ....	196
Tableau VII- 5: Armatures longitudinales de poutres secondaire (B2).....	196
Tableau VII- 6 : Choix des armatures longitudinales des poutres secondaire (B2). ....	196
Tableau VII- 7 : Vérification des contraintes tangentielles Poutres porteuses.....	199
Tableau VII- 8 : Vérification des contraintes tangentielles Poutres secondaires. ....	199
Tableau VII- 9 : vérification des flèches pour les poutres. ....	200
Tableau VII- 10: Situation durable et accidentelle .....	201
Tableau VII- 11: Ferrailage maximale et minimale.....	203
Tableau VII- 12: Sollicitations du premier genre (E.L.U.R).....	203
Tableau VII- 13: Sollicitations du deuxième genre.....	205
Tableau VII- 14: Ferrailage des poteaux. ....	209
Tableau VII- 15: Tableau récapitulatif .....	214
Tableau VII.16. : Choix des armatures longitudinales du voile .....	217
Tableau VIII.1 : Choix des armatures longitudinales du voile.....	221
Tableau VIII.2. : Tableau recapulatif . ....	222
Tableau VIII.3. : Les sollicitations. ....	226

## Sommaire

Introduction générale .....	18
<b>Chapitre I Présentation de l'ouvrage</b>	
I . introduction .....	3
I.1 Présentation de l'ouvrage .....	3
I.2 Situation et implantation de l'ouvrage : .....	3
I.3 Caractéristique géométrique : .....	3
I.4 Caractéristiques géotechniques du site : .....	3
I.5 Conception de la structure .....	4
I.5.1 L'ossature des bâtiments .....	4
I.5.2 Planchers .....	4
I.5.3 Escaliers.....	4
I.5.4 Les ascenseurs .....	4
I.5.5 Acrotères .....	4
I.5.6 Maçonnerie .....	4
I.5.7 Revêtement .....	5
I.5.8 Infrastructure .....	5
I.6 Caractéristique des matériaux : .....	5
I.6.1 Béton .....	5
I.6.1.1 Résistance caractéristique du béton.....	5
I.6.1.1.1 A la compression .....	5
I.6.1.1.2 A la traction .....	6
I.6.1.2. Contraintes limites de calcul : .....	6
I.6.1.2.1. Contraintes à l'état limite ultime (E.L.U).....	6
I.6.1.2.2. Contrainte à l'état limite de service (E.L.S).....	7
I.6.1.2.3 Contrainte ultime de cisaillement : .....	8
I.6.1.3 Déformation longitudinale du béton.....	8
I.6.1.4 Module de déformation transversal : .....	9
I.6.2 Acier .....	9
I.6.2.2 Module d'élasticité de l'acier .....	9
I.6.2.3 Contrainte limite des aciers : .....	9
I.7 Hypothèses de calcul .....	11
I.7.1 Etats limites ultimes de résistance (E.L.U.R).....	11
I.7.1.1. Hypothèses de calcul .....	11
I.7.1.2. Règle des trois pivots .....	11
I.7.2. Etats limites ultimes de service (E.L.U.S).....	12
I.7.2.1. Hypothèses de calcul .....	12
I.7.2.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites .....	12
I.8. CONCLUSION .....	14
<b>Chapitre II Evaluation des charges et surcharges</b>	
II.1. Introduction.....	16
II.2. Évaluation des charges et des surcharges .....	16
II.2.1 Plancher terrasse (inaccessible) .....	16
II.2.2. Plancher étage courant .....	16

II.2.3. Maçonnerie.....	17
II.2.4. Plancher dalle pleine terrasse (inaccessible).....	17
II.2.5. Plancher dalle pleine étage courant.....	18
II.2.6. L'escalier :.....	18
II.2.7 L'acrotère.....	19
II.2.7 Balcons :.....	19
II.3 Conclusion.....	20

### Chapitre III Pré-dimension

nement des éléments.....	21
III.1. Introduction.....	22
III.2. Données architecturales.....	22
III.3. Pré dimensionnement des planchers.....	22
III.3.1. Plancher en corps creux.....	22
III.3.2. Plancher a la dalle pleine.....	23
III.3.1.1 Détermination de l'épaisseur du plancher.....	23
III.3.2.1 Détermination de l'épaisseur du plancher a la dalle pleine.....	24
III.4. Pré dimensionnement des poutres :.....	25
III.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales :.....	25
III.4.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires.....	26
III.5. Pré dimensionnement des poteaux :.....	29
III.6 Efforts de compression dus aux charges permanentes NG.....	30
III.7 Efforts de compression dus aux surcharges d'exploitation NQ.....	30
III.8 Vérification des conditions du RPA 99/2003 article 7.5.1.....	38
III.9. Pré dimensionnement des voiles.....	38

### Chapitre IV Calcul des planchers

IV.1. Introduction.....	41
V.2. Etude de la dalle pleine.....	41
V.2.1 Panneau isole :.....	41
4.3.1.1. Calcul du ferrailage :.....	42
V.3.1.2. Vérifications à l'E.L.S.....	44
V.2.1 Panneau (dalle continue).....	47
V.3.1.1. Calcul du ferrailage.....	48
V.3.1.2. Vérifications à l'E.L.S.....	50
V.3. Etude des planchers en corps creux.....	53
V.3.1 Dimensionnement des poutrelles :.....	53
V.3.1.1 Méthode de calcul des sollicitations.....	54
V.3.1.1 Méthode de calcul des sollicitations.....	71
V.3.1 Dimensionnement des poutrelles.....	79
V.3.1.1 Méthode de calcul des sollicitations.....	80
Etude de la dalle de compression :.....	94
Dimensionnement des poutrelles :.....	96
Conclusion :.....	97
b-Calcul Armatures transversales( $A_t$ ) :.....	100
b-1 Diamètre des armatures $A_t$ :.....	100
b-2 Calcule des espacements:.....	100
V.3.1 Dimensionnement des poutrelles:.....	103

V.3.1.1 Méthode de calcul des sollicitations :	103
Vérification des contraintes à I.E.L.S:	108
Calcul Armatures transversales( $A_t$ ) :	108
Diamètre des armatures $A_t$ :	108
Calcul des espacements:	108
Chapitre V Calcul des éléments non structuraux	
V-1 Introduction :	113
V-2 Acrotère :	113
V-2-1- Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :	113
V-2 -2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :	114
V-2-3 Calcul du ferrailage (E.L.U) :	114
V.2.4 Vérification des contraintes (E. L. S):	116
V- 3- Les escaliers	118
V-3-1- Définition	118
V-4 Dimensionnement des escaliers :	118
V.5 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :	119
V-4 -2 Détermination de l'effort agissant Type 1:	130
V-4-3- Ferrailage	131
V-4-4-Ferrailage	135
V-5-L'ascenseur:	138
V-5-1 L'étude de l'ascenseur :	138
V-5-3 Vérification de la dalle au poinçonnement :	141
V-5-4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :	142
V-5-5-Calcul du ferrailage de la dalle :	145
V-5-6- Les vérification à l'E.L.S :	148
Chapitre VI Etudes sismiques	
VI-1 Introduction :	155
VI-2 METHODES D'ESTIMATION DES FORCES SISMIQUES	155
VI-3 Présentation du logiciel de calcul ETABS	157
VI-4 Spectre de réponse de calcul :	158
VI-4 -1 Détermination des paramètres du spectre de réponse:	158
VI-4 -2Caractéristiques dynamiques	161
IV.4.1. Vérification du RPA :	162
IV.4.2. Vérification de la période fondamentale :	162
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :	162
IV.4.4. Vérification des déplacements inter étage :	166
IV.4.5. Vérification de l'effet P-Delta : (RPA99/Art 5.9)	167
IV.4.6. Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99version2003art 7.4.3)	168
Chapitre VII Calcul des portiques	
VII.1. FERRAILLAGE DES POUTRES :	174
VII.1.1. Introduction	174
VII.1.2. Les combinaisons de calcul :	178
VII.2.Ferrailage des poutres :	178
VII.2.1 Méthode de calcul :	178
VII.2.2- Vérification du ferrailage de la poutre :	181
VII.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :	186

VII.2.1. Introduction .....	186
VII 2.2.Recommandation selon le RPA99 version 2003, BAEL et le CBA93 : .....	186
VII.2.3.Calcul du ferrailage des poteaux : .....	188
VII 2.4-Exemple de calcul : .....	188
VI 2.4.1-Combinaison du 1 <sup>er</sup> genre : .....	188
VII.2.4.2-Combinaisons du 2 <sup>eme</sup> genre : .....	190
VII.2.4.3.Vérification de la contrainte de cisaillement : .....	192
VII.2.4.4. Calcul des armatures transversales : .....	192
VII.2.4.5. Calcul de l'élançement géométrique $\lambda_g$ : .....	193
VII 2.2.6. Quantité d'armatures transversales minimales : .....	193
VII.2.2.7. Vérification de la section minimale d'armatures transversales : .....	194
VII.2.3.Détermination de la zone nodale : .....	194
VII.3. Etude des voiles.....	196
VII.3.1. Introduction .....	196
VII.3.2. Le système de contreventement : .....	196
VII.3.3. La méthode de calcul : .....	197
VII.3.4. Ferrailage des voiles : .....	199
VII.4. Vérification à l'ELS : .....	200
VII.5 -Disposition des armatures : .....	201
VII.5.1- Armatures verticales : .....	201
VII.5.2 -Armatures horizontales : .....	201
VII.5.3 -Armatures transversales : .....	202
<b>Chapitre VIII Etude de l'infrastructure</b>	
VIII.1 Introduction : .....	204
VIII.1.1 Fondation superficielle : .....	204
VIII.1.2. Calcul des fondations : .....	204
VIII.1.3. Semelle isolée : .....	205
VIII.1.4. Vérifications divers : .....	208
VIII.5 .Étude des longrines : .....	210
VIII.5.1. Introduction : .....	210
VIII.5.2. Dimensions du coffrage : .....	210
VIII.5.3. Ferrailage longitudinal : .....	211
VIII.6. Conclusion .....	212
Conclusion générale.....	213
Conclusion générale.....	214
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	216
ANNEX .....	218

## LISTE DES SYMBOLES ET NOTATIONS

- A'**, **Aser** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
- Au** : Section d'aciers à l'ELU.
- At** : Section d'armature transversale.
- A** : Coefficient d'accélération de zone
- B** : Aire d'une section de béton.
- Br** : Section réduite.
- B** : La largeur (m).
- CT** : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- ELS** : Etat limite de service.
- ELU** : Etat limite ultime.
- E**: Module d'élasticité longitudinale, Séisme.
- E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinal de béton.
- E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée ( $E_{ij}$  à l'âge de  $j$  jours).
- E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.
- F**: Force.
- F<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
- F<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
- G**: Action permanente.
- I**: Moment d'inertie (m)
- I<sub>f</sub>** : Inertie fictive pour les charges de longue durée
- I<sub>0</sub>** : Moment d'inertie de la section homogène
- Q**: Charge variable (d'exploitation)
- Q**: Facteur de qualité
- L**: Longueur ou portée.
- L<sub>max</sub>** : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
- M**: Moment en général.
- Ma** : Moment sur appui.
- Mu** : Moment de calcul ultime.
- Mser** : Moment de calcul de service.
- Mt** : Moment en travée.
- Ns** : Effort normal de service.

**Nu** : Effort normal ultime

**N**: Effort normale du aux charges verticales.

**NTot** : Poids total transmis par la superstructure (KN).

**P**: Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

**R**: Coefficient de comportement global.

**S**: Section.

**S** : Surface du semelle (m).

**St** : Espacement des armatures.

**T**: température uniforme

**T2**: Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

**V**: Effort tranchant.

**Vser** : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.

**Vu**: Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

**W**: Poids propre de la structure.

**WQi**: Charges d'exploitation.

**X, Y et Z** Coordonnées en général.

**a** : Une dimension (en général longitudinale).

**bo** : Epaisseur brute de l'âme de la poutre



## LISTE DES SYMBOLES ET NOTATIONS

$d$  : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée  
 $d'$  : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée  
 $e$  : Excentricité, épaisseur.  
 $f$  : Flèche  
 $f_e$  : Limite d'élasticité  
 $h$  : Hauteur total du radier (m).  
 $\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton comprimé  
 $\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé  
 $\nu$  : Coefficient de poisson  
 $\sigma$  : Contrainte normale.  
 $\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).  
 $q_{s\ max}$  : Frottement latéral unitaire limite  
 $q$  : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).  
 $k$  : Coefficient de portance

# ***Introduction générale***

Dans le domaine du génie civil, la construction de bâtiments est une préoccupation majeure pour assurer la sécurité et le bien-être des populations. Les ingénieurs en génie civil sont chargés de concevoir, réaliser et superviser la construction de différents types d'ouvrages, y compris les bâtiments à plusieurs étages.

Notre projet de fin d'études porte spécifiquement sur l'étude et le calcul d'un d'un hôpital 120 lits de 2 étages (R+2). Notre objectif est de mettre en œuvre des méthodes appropriées pour calculer les éléments structuraux tels que les portiques, les voiles, les planchers, etc., tout en respectant les exigences des règlements de construction.

La première étape de notre travail consistera à présenter l'ouvrage et ses caractéristiques. Nous procéderons ensuite au calcul des descentes de charges, ce qui nous permettra de déterminer les forces et les charges qui s'exercent sur la structure. Ensuite, nous procéderons au pré-dimensionnement des éléments, en utilisant des méthodes et des normes adaptées, telles que le règlement du béton aux états limites (BAEL).

Dans la deuxième partie de notre projet, nous aborderons l'étude dynamique du bâtiment. Nous analyserons l'effet des actions sismiques sur la structure et déterminerons les caractéristiques dynamiques propres du bâtiment. Cette étude sera réalisée à l'aide de logiciels spécialisés tels que ETABS, qui nous permettront d'effectuer une analyse en trois dimensions de la structure.

La troisième partie de notre travail sera dédiée au calcul des armatures des éléments principaux du bâtiment tels que les poutres, les poteaux et les voiles. Nous utiliserons les résultats obtenus à partir des logiciels d'analyse structurale pour dimensionner correctement ces éléments et garantir leur résistance et leur sécurité.

Enfin, dans la dernière partie de notre projet, nous étudierons les fondations de notre bâtiment. Nous présenterons la méthode de calcul des fondations, en prenant en compte les charges, les caractéristiques du sol et les normes de construction.

# ***Chapitre I***

## ***Présentation de l'ouvrage***

## I. introduction

L'objectif principal de ce travail consiste à appliquer les connaissances que nous avons acquises au cours de notre cursus universitaire en réalisant une étude de génie civil sur un bâtiment. Pour assurer la stabilité de l'ouvrage, il est essentiel de prendre en compte la résistance des différents éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les voiles, face aux différentes sollicitations telles que la compression et la flexion. La résistance de ces éléments dépend du type de matériaux utilisés, de leurs dimensions et de leurs caractéristiques.

Afin de calculer les composants constitutifs d'un ouvrage, nous nous appuyons sur des règlements et des méthodes bien établis, tels que le BAEL91 et le RPA99 modifié en 2003. Ces normes reposent sur la connaissance des matériaux tels que le béton et l'acier, ainsi que sur le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

### I.1 Présentation de l'ouvrage

Dans le but de mettre en pratique et de consolider nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation en génie civil notre travail de fin d'étude va s'intéresser à l'étude d'un L'Hôpital 120 lits qui sont des bâtiments en béton armée à usage hospitalier.

### I.2 Situation et implantation de l'ouvrage :

Ce projet est actuellement en cours de réalisation à CITE ATTRAK, dans la commune de Tiaret, dans la Wilaya de Tiaret. Selon les normes du Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003), la Wilaya de Tiaret est classée en zone sismique I.

### I.3 Caractéristique géométrique :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

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

Dimensions	Bloc B1	Bloc B2	Bloc B3	Bloc B4	Bloc B5	Bloc B6
Hauteur du RDC	4.20m.	4.20m.	4.20m.	4.20m.	4.20m.	4.20m.
Hauteur du sous SOL	/	/	/	/	/	4.20m.
Hauteur d'étage courant	4.20m.	4.20m.	4.20m.	4.20m.	4.20m.	4.20m.
Nombre d'étages	02	02	03	03	03	03
Longueur en plan						
Largeur en plan						
Rayon	/	/	5.75m.	/	/	/
Hauteur totale	12.60m.	12.60m.	12.60m.			

### I.4 Caractéristiques géotechniques du site :

D'après le rapport géotechnique réalisé par le laboratoire LTPO à Tiaret, l'étude du sol a été effectuée en utilisant quatre points de sondage. Cette étude a permis de déterminer la présence d'un

type de sol sur le site :

- Meuble (S3) avec une capacité portante de :  $\sigma = 2$  bars.
- Le poids volumique humide de sol  $\sigma_h = 18$  KN/m<sup>3</sup>.
- La cohésion  $C = 10$  kPa avec un angle de frottement interne  $\phi = 35^\circ$ .
- Un ancrage de 1,5m.

Le sol n'est pas agressif et l'indice de plasticité entre 15 et 21 Ces paramètres seront utilisés pour dimensionner la fondation.

## **I.5 Conception de la structure**

### **I.5.1 L'ossature des bâtiments**

C'est le squelette d'un bâtiment, constitué par des portiques (poteaux, poutre), et des voiles de contreventement, leurs fonction est une fonction de résistance, elle lui permet de résister à deux types d'efforts : Horizontaux, Verticaux.

### **I.5.2 Planchers**

Ouvrage horizontal constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation. Selon les matériaux employés et les techniques mises en œuvre .pour notre structure c'est un plancher à corps creux.

### **I.5.3 Escaliers**

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction de se déplacer entre les étages .dans notre cas on distingue type d'escalier droit, à deux volées.

### **I.5.4 Les ascenseurs**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction, elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

### **I.5.5 Acrotères**

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et d'épaisseur de plus de 10 cm.

### **I.5.6 Maçonnerie**

Les murs extérieurs sont constitués par une double paroi à brique creuses, avec une épaisseur de (10 et 15) cm séparés par une lame de 5 cm. Les murs intérieurs sont constitués d'une simple paroi de 10 cm d'épaisseur.

### **I.5.7 Revêtement**

Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds. Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

### **I.5.8 Infrastructure**

## **I.6 Caractéristique des matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et aux règlements applicables en Algérie à savoir :

- BAEL91 modifié99.
- CBA93.
- RPA99 version 2003

### **I.6.1 Béton**

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- ♣ 350 kg de ciment CM1/II A 42.5.
- ♣ 400kg de sable  $C_g < 5\text{mm}$ .
- ♣ 800kg de gravillons 3/8, 8/15 et 15/25.
- ♣ 175L d'eau de gâchage.

Pour une bonne résistance à la traction, on ajoute des barres d'aciers et le béton devient armé.

### **I.6.1.1 Résistance caractéristique du béton**

#### **I.6.1.1.1 A la compression**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté «  $f_{c28}$  »). Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à la rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de  $j$  jours  $< 28$  jour, on se réfère à la résistance  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré.

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour notre étude, on prend :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

### I.6.1.1.2 A la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , et conventionnellement définie par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

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

### I.6.1.2. Contraintes limites de calcul :

#### I.6.1.2.1. Contraintes à l'état limite ultime (E.L.U)

L'état limite est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} : \text{Contrainte du béton.} \\ \epsilon_{bc} : \text{Le raccourcissement relatif du béton.} \\ \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ sollicitation durable.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ sollicitation accidentel} \end{array} \right.$$



$\theta$  : Coefficient qui dépend de la combinaison d'action.

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t > 24\text{h.} \\ \theta = 0,9 & \text{si } 1\text{h} < t < 1\text{h.} \\ \theta = 0,85 & \text{si } t < 1\text{h.} \end{cases}$$

t : la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole-rectangle". C'est un diagramme déformation– contrainte du béton qui est peut-être utilisé dans tous les cas.

Les déformations du béton sont :

- $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$   
 $\sigma_{bc} = 0,25 \times f_{bc} \times 10^3 \times \epsilon_{bc} (4 - 10^3 \sigma_{bc})$
- $2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ .  
 $\sigma_{bc} = f_{bc}$  est la résistance de calcul du béton.

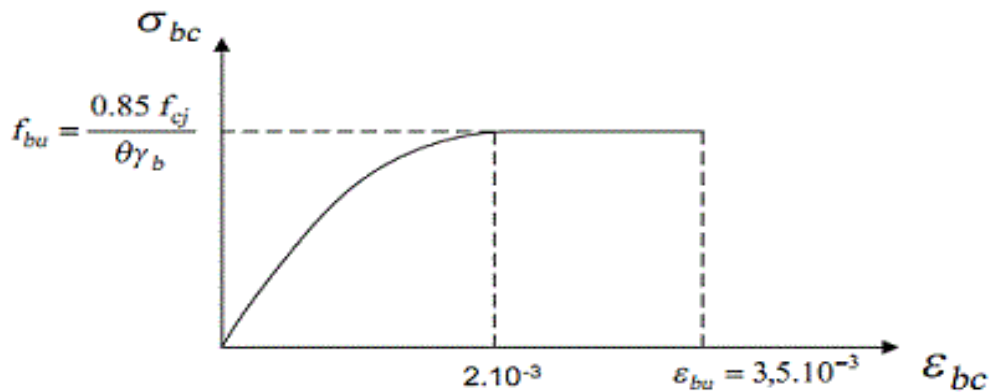


Figure I. 1: Diagramme contrainte - déformation du béton.

Pour  
 = 25Mpa. On a :

fc28

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 2.1\text{Mpa.} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14.17\text{Mpa} \quad \text{sollicitation durable.} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18.48\text{Mpa} \quad \text{sollicitation accidentelles.} \end{array} \right.$$

**I.6.1.2.2. Contrainte à l'état limite de service (E.L.S)**

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

### I.6.1.2.3 Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement  $\bar{\tau}_u$  dans une éprouvette en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $V_u$  peut être exprimée par :

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

$b$  : largeur de la section.

$d$  : hauteur utile de la section.

On vérifier que :

- Si la une fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Si la fissuration et préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

### I.6.1.3 Déformation longitudinale du béton

- Le module de déformation instantané du béton :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton, pour des charges d'application de longue durée :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa).}$$

- Le module de déformation longitudinale différée du béton :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa).}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa.} \\ E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

#### I.6.1.4 Module de déformation transversal :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton, pour des charges d'application de longue durée :

$$G_{ij} = \frac{E_{ij}}{2 \times (1 + \nu)}$$

Où :  $\nu$  est le coefficient de Poisson selon le BAEL (A 2.1,3) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).} \rightarrow G_{ij} = 16082,1 \text{ Mpa.} \\ \nu = 0,2 \text{ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).} \rightarrow G_{ij} = 13401,75 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

#### I.6.2 Acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction, au cisaillement et à la torsion, On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

**Tableau I. 2: Nuances des aciers**

Type d'acier	Désignation (nuance)	Limite d'élasticité Fe(Mpa)
Ronds lisses (R.L)	FeE235	235
Barres à haute adhérence (HA)	FeE400/500	400/500
Treillis soudés (T.S)	TLE 52 $\phi=6\text{mm.}$	520

#### I.6.2.2 Module d'élasticité de l'acier

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

#### I.6.2.3 Contrainte limite des aciers :

Pour cette étude, on utilise des aciers longitudinaux (FeE400) et des aciers transversaux

(FeE235).

La contrainte ultime de l'acier est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ sollicitation durable, on trouve : } \sigma_s = 347,83 \approx 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_s = 1 \text{ sollicitation accidentels, on trouve : } \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

- Fissuration préjudiciable (sans limite) :

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

- Fissuration préjudiciable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} \leq \min ( 2/3 \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times ftj} ) \\ \bar{\sigma}_{st} \leq \min ( 2/3 \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} ) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

- Fissuration très préjudiciable :

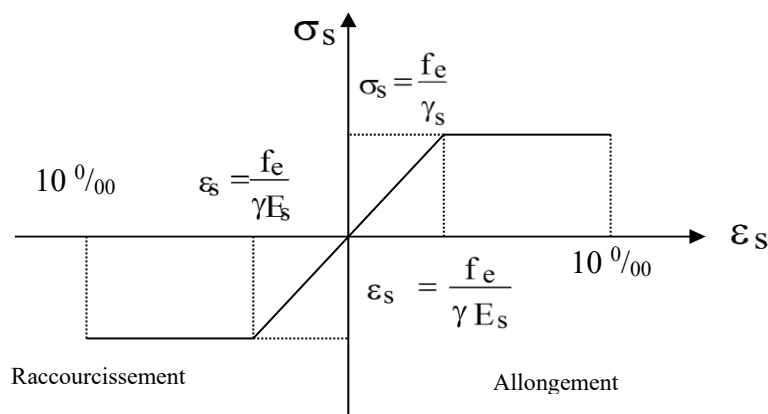
$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min ( 1/2 \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times ftj} ) \quad \bar{\sigma}_{st} \leq \min ( 1/2 \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} ) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} \approx 165 \text{ MPa.}$$

Avec :

$\eta f$  est le coefficient de fissuration qui peut prendre les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta f = 1,0 \rightarrow \text{Pour rond lisse ;} \\ \eta f = 1,6 \rightarrow \text{Pour haute adhérence avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta f = 1,3 \rightarrow \text{Pour haute adhérence avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

Le diagramme déformation-contrainte est illustré par le schéma de la figure qui suit :



**Figure I. 2: Diagramme contrainte- déformation de l'acier.**

## I.7 Hypothèses de calcul

Selon les règles BAEL 91, on distingue deux états de calcul :

- Etat limite ultime de résistance E.L.U.R.
- Etat limite de service E.L.S.

### I.7.1 Etats limites ultimes de résistance (E.L.U.R)

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique et stabilité de forme.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.

#### I.7.1.1. Hypothèses de calcul

Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :

$$\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \rightarrow \textit{Flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \rightarrow \textit{Compression simple.} \end{cases}$$

- L'allongement de l'acier est limité à :  $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$ .
- Les diagrammes déformation-contrainte sont définis pour :
  - le béton en compression.
  - l'acier en traction et en compression.

#### I.7.1.2. Règle des trois pivots

En fonction des sollicitations normales, la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots

**Tableau I. 3: Déformations limites du pivot.**

Pivot	Domaine	Déformation limite du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ‰

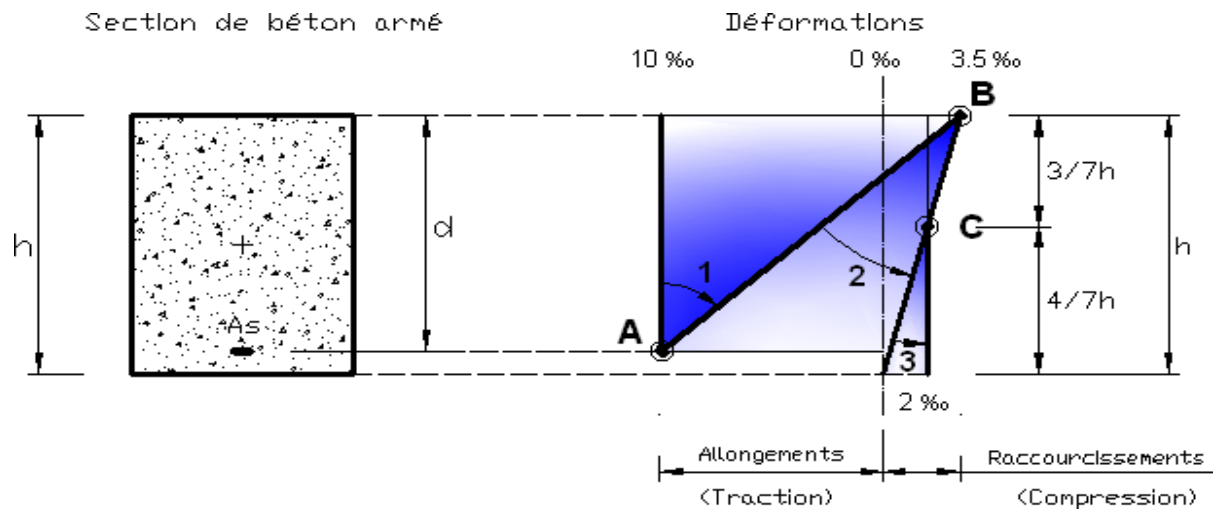


Figure I. 3: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots

### I.7.2. Etats limites ultimes de service (E.L.U.S)

Constituent les frontières aux de là desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

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

#### I.7.2.1. Hypothèses de calcul

Les sections droites restent planes.

- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \end{cases}$$

Le module  $E_b$  est obtenu à partir du coefficient d'équivalence  $\eta$  qui correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton ; soit :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

#### I.7.2.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

- **Etat limite ultime** : Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : 1,35 G + 1,5 Q.

- **Etat limite de service** : Pour cet état, la combinaison d'action est :  $G + Q$ .

Le Règlement Parasismique Algériennes a prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right. \quad \text{avec : } \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort du séism} \end{array} \right.$$

## I.8. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté notre projet de fin de cycle, en déterminant l'usage et les caractéristiques géométriques.

Ensuite nous avons défini les caractéristiques mécaniques des matériaux.

A la fin nous avons expliqué les hypothèses que nous avons prises en considération pour la suite de notre étude.

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

**Tableau I. 4: hypothèses de calculs adoptés pour cette étude.**

La résistance du béton à la compression à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
La résistance du béton à la traction	$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
Le module d'élasticité différé de béton	$E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$ .
module d'élasticité instantané de béton	$E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$ .
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .
Armatures longitudinales	feE400 » H.A fe = 400 MPa
Armatures transversales	feE235 » R.L fe = 235 MPa



## **Chapitre II**

# **Evaluation des charges et surcharges**

## II.1. Introduction

La descente de charges est une étape importante dans le processus de dimensionnement des structures, car elle permet de déterminer les charges qui seront appliquées sur les différents éléments porteurs de la structure. La méthode de descente de charges consiste à répartir les charges et les surcharges sur les différents niveaux de la structure, en utilisant des coefficients de répartition appropriés pour chaque type de charge.

## II.2. Évaluation des charges et des surcharges

### II.2.1 Plancher terrasse (inaccessible)

*Tableau II. 1: Evaluation des charges du plancher terrasse.*

N	Matériau	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection en gravillon roulé	0.05	15	0.75
2	Etanchéité multicouche	0.01	10	0.1
3	Forme de pente en béton léger	0.10	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Plancher à corps creux.	25+5	3.6-4.00	3.80
6	Enduit en plâtre/ en ciment	0.02	10	0.2
<b>G<sub>terrasse</sub> = 721kg/m<sup>2</sup> = 7.21KN/m<sup>2</sup></b>				
<b>Q<sub>terrasse</sub> = 100kg/m<sup>2</sup> = 1KN/m<sup>2</sup></b>				

### II.2.2. Plancher étage courant

*Tableau II. 2: Evaluation des charges du plancher étage courant.*

N	Matériau	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Sable	0.02	18	0.36
4	Plancher à cc (25+5)	25+5	3.60-4.00	3.8
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons	0.10	9	0.9
<b>G<sub>PE.courant</sub> = 610kg/m<sup>2</sup> = 6.10KN/m<sup>2</sup></b>				
<b>Q<sub>PE.coura</sub> = 350kg/m<sup>2</sup> = 3.50KN/m<sup>2</sup></b>				

### II.2.3. Maçonnerie

**Tableau II. 3: Evaluation des charges du mur.**

N	Matériau	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment sur les deux faces	<b>0.02</b>	<b>18</b>	<b>0.36</b>
2	Paroi extérieure en briques creuses	<b>0.15</b>	<b>9</b>	<b>1.35</b>
3	Paroi intérieure en briques creuses	<b>0.10</b>	<b>9</b>	<b>0.90</b>
4	Enduit intérieur en plâtre	<b>0.02</b>	<b>10</b>	<b>0.20</b>
<b>G<sub>Maçonnerie</sub> = 281kg/m<sup>2</sup> = 2.81KN/m<sup>2</sup></b>				

**Remarque :**

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures ; donc, il est nécessaire d'adopter des coefficients selon le pourcentage d'ouverture :

- Murs avec portes (90 % G).
- Murs avec fenêtres pour les murs de façade (80 % G).
- Murs avec portes et fenêtres pour les murs intérieurs (70 % G).

On prend:

$$G = G_m \times 70\% = 2,81 \times 0,7 = 1,967 \text{ KN}$$

### II.2.4. Plancher dalle pleine terrasse (inaccessible)

**Tableau II. 4: Evaluation des charges du plancher dalle pleine terrasse (inaccessible).**

N	Matériau	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection en gravillon roulé	<b>0.04</b>	<b>20</b>	<b>0.8</b>
2	Etanchéité multicouche	<b>0.10</b>	<b>12</b>	<b>0.12</b>
3	Forme de pente en béton léger	<b>0.10</b>	<b>09</b>	<b>0.90</b>
4	Isolation thermique + polystyrène	<b>0.04</b>	<b>2.5</b>	<b>0.10</b>
5	Poids propre de la dalle pleine	<b>0.15</b>	<b>25</b>	<b>3.75</b>
6	Enduit en ciment	<b>0.02</b>	<b>18</b>	<b>0.36</b>

<b><math>G_{terrasse} = 603\text{kg/m}^2 = 6.03\text{KN/m}^2</math></b>
<b><math>Q_{terrasse} = 100\text{kg/m}^2 = 1\text{KN/m}^2</math></b>

### II.2.5. Plancher dalle pleine étage courant

*Tableau II. 5: Evaluation des charges du plancher dalle pleine étage courant.*

N	Matériau	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Poids propre de la dalle pleine	0.15	25	3.75
4	Cloisons	0.10	09	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b><math>G_{terrasse} = 569\text{kg/m}^2 = 5.69\text{KN/m}^2</math></b>				
<b><math>Q_{terrasse} = 350\text{kg/m}^2 = 3.5\text{KN/m}^2</math></b>				

### II.2.6. L'escalier :

- Paillasse (volé) :

*Tableau II. 6: Evaluation des charges du paillasse d'escalier.*

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN/m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement horizontale	0.013	22	0.28
02	Revêtement verticale	0.02	22	0.4
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Lit de sable	0.02	18	1.08
05	Marches	0.17*(1/2)	22	1.85
06	Paillasse	0.15/cos31.26°	25	4.45
07	Enduit de plâtre	0.2	10	0.2
<b><math>G_{paillasse} = 866\text{kg/m}^2 = 5.69\text{KN/m}^2</math></b>				
<b><math>Q_{paillasse} = 250\text{kg/m}^2 = 2.5\text{KN/m}^2</math></b>				

- Pallier :

**Tableau II. 7: Evaluation des charges du palier d'escalier.**

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN/m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Lit de sable	0.02	18	1.08
06	Dalle en BA	0.15	25	3.75
07	Enduit de plâtre	0.2	10	0.2
<b><math>G_{\text{pallier}} = 569\text{kg/m}^2 = 5.15\text{KN/m}^2</math></b>				
<b><math>Q_{\text{pallier}} = 250\text{kg/m}^2 = 2.5\text{KN/m}^2</math></b>				

### II.2.7 L'acrotère

**Tableau II. 8: Evaluation des charges d'acrotère.**

Elément	Surface (cm <sup>2</sup> )	Poids volumique ( $\frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$ )	Poids surfacique (KN/m)
Acrotère	6.85	25	1.71
<b><math>G_{\text{acrotère}} = 171\text{kg/m}^2 = 1.71\text{KN/m}^2</math></b>			
<b><math>Q_{\text{acrotère}} = 100\text{kg/m}^2 = 1\text{KN/m}^2</math></b>			

### II.2.7 Balcons :

**Tableau II. 9: Evaluation des charges des balcons.**

N	Matériau	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	<b>0.02</b>	<b>20</b>	<b>0.40</b>
2	Mortier de pose	<b>0.02</b>	<b>20</b>	<b>0.40</b>
3	Lit de sable	<b>0.02</b>	<b>17</b>	<b>0.34</b>
4	Poids propre de la dalle pleine	<b>0.15</b>	<b>25</b>	<b>3.75</b>
5	Enduit en ciment	<b>0.15</b>	<b>10</b>	<b>0.15</b>
<b><math>G_{\text{balcon}} = 504\text{kg/m}^2 = 5.04\text{KN/m}^2</math></b>				
<b><math>Q_{\text{balcon}} = 150\text{kg/m}^2 = 1.5\text{KN/m}^2</math></b>				

### **II.3 Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons effectué la détermination des charges permanentes et des charges d'exploitation conformément aux réglementations en vigueur. Par la suite, nous avons procédé au prédimensionnement des éléments tels que (les planchers, les poutres et les poteaux.....).

# **Chapitre III**

## **Pré-dimension nement des éléments**

### III.1. Introduction

Avant de commencer à calculer la structure, il est nécessaire de réaliser une étape de pré-dimensionnement. Cette étape repose sur l'application des règlements BAEL91 et RPA99 version 2003, qui définissent des lois en matière de limitations de déformations et de contraintes dans les matériaux.

Le pré-dimensionnement des éléments a pour objectif de déterminer approximativement les sections et les dimensions des différents éléments de l'ouvrage.

### III.2. Données architecturales

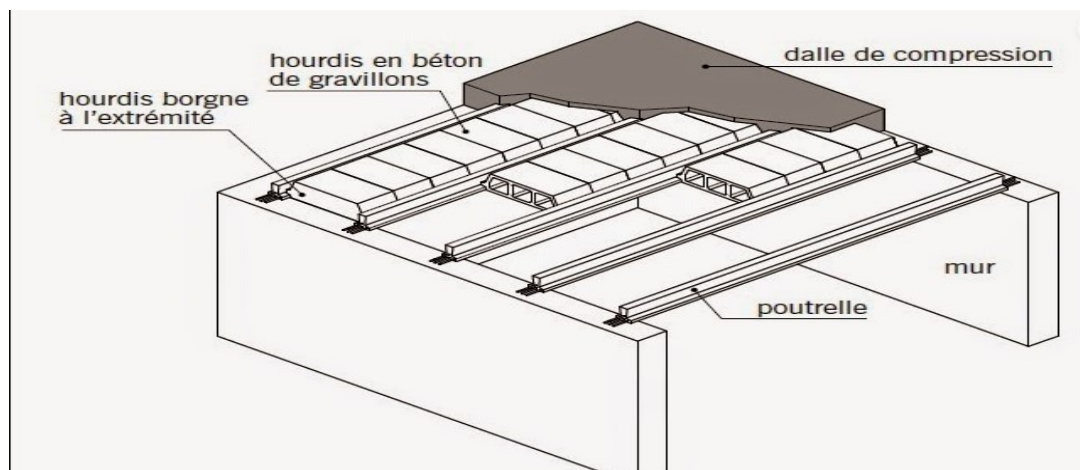
*Tableau III. 1: Données architecturales.*

Désignation	Dimension (cm)					
	Bloc B1	Bloc B2	Bloc B3	Bloc B4	Bloc B5	Bloc B6
Grande portée entre nus(L)						
Lx	650	683.18	650	645	632	605
Ly	665	679.37	600	600	600	600
Grande portée entre axes (L)						
Lx	700	733.18	700	695	682	655
Ly	715	729.37	650	650	650	650
Poteaux						
a=b=D	50	50	50	50	50	50

### III.3. Pré dimensionnement des planchers

#### III.3.1. Plancher en corps creux

Sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression renforcée par un treillis soudé, reposant sur des poutrelles en béton armé disposées dans le sens le plus court. Pour éviter une flèche excessive, il est nécessaire de respecter certaines conditions concernant l'épaisseur minimale des planchers.

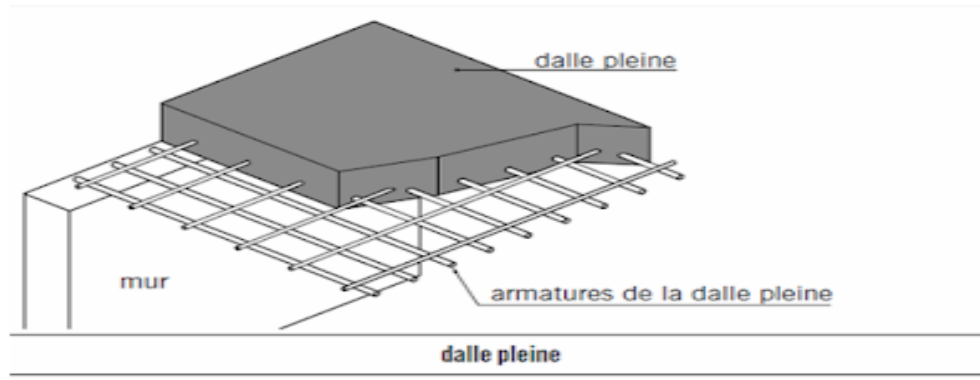


*Figure III. 1: Plancher en corps creux.*



### III.3.2. Plancher a la dalle pleine

La dalle en béton armé sera coulée sur un coffrage plat avec une épaisseur de 15 à 20 cm. Le nombre et le diamètre des barres d'armature incorporées dans le béton seront adaptés en fonction des dimensions de la dalle et de la charge qu'elle devra supporter.



*Figure III. 2: Plancher a la dalle pleine.*

#### III.3.1.1 Détermination de l'épaisseur du plancher

Le processus de dimensionnement d'un plancher en corps creux implique a dimensionner une poutrelle, qui doit satisfaire la condition de la flèche

$$ht \geq \min ( L_{x\max} , L_{y\max} ) / 22.5$$

Avec :

L= La portée maximale entre nu des poutrelles (L= 650 cm)  
ht : Epaisseur du plancher

$$ht \geq \min (665, 650) / 22.5 = 28.88 \text{ cm}$$

*On prend : ht = 30 cm.*

Dans ce cas-là on va opter pour un plancher constitué de hourdis de **25cm** et une dalle decompression de **5cm. (25+5).**

#### Remarque :

Comme on à plusieurs blocs de dimensions différentes, nous avons calcule l'épaisseur du plancher pour chaque bloc individuellement. Le processus de calcul est le même pour les blocs : B1, B2, B4, B5 et B6.

**Tableau III. 2: Tableau récapitulatif des planchers en corps creux.**

Désignation	Dimension (cm)				
	Bloc B1	Bloc B2	Bloc B4	Bloc B5	Bloc B6
Epaisseur du plancher (ht)	28.88	30.19	26.66	26.66	28.66
Epaisseur du plancher adopté (ht) <sub>ad</sub>	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00

### III.3.2.1 Détermination de l'épaisseur du plancher a la dalle pleine

Selon le BAEL 91, l'épaisseur ou la hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$0,4 \leq \alpha \leq 1$$

Pour notre cas, on a :

#### a. un panneau dalle continue :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 535 \text{ cm} \\ L_y = 650 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \alpha = \frac{535}{650} = 0.82 \text{ (Panneau de dalle travaillant dans les deux sens)}$$

Pour une dalle continue, la hauteur totale du plancher doit aussi satisfaire la condition Suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x \leq L_y \\ ht \geq \frac{L_x}{40} \\ ht \geq \frac{535}{40} = 13.25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

*On prend : ht = 16 cm.*

#### b. un panneau isole :

$$\text{sens) } \left\{ \begin{array}{l} L_x = 410 \text{ cm} \\ L_y = 620.51 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \alpha = \frac{410}{620.51} = 0.66 \text{ (Panneau de dalle travaillant dans les deux sens)}$$

Pour un panneau isole, la hauteur totale du plancher doit aussi satisfaire la condition Suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x \leq L_y \\ ht \geq \frac{L_x}{30} \\ ht \geq \frac{410}{30} = 13.66 \text{ cm} \end{array} \right.$$

*On prend :  $ht = 16 \text{ cm}$ .*

### III.4. Pré dimensionnement des poutres :

Conformément aux dispositions du RPA 99/2003, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Et d'après les règles du BAEL91 2003, le critère de rigidité est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{h}{b} \leq 3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### III.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales :

##### a. **Bloc B1 :**

Selon le BAEL 91, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{715}{15} \text{ cm} \leq h \leq \frac{715}{10} \text{ cm} \\ 46.66 \text{ cm} \leq h \leq 71.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

*On peut prendre :*

$$\mathbf{h = 65 \text{ cm}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 0,9 h = 0,9 \times 65 = 58.5 \text{ cm} \\ 0.3 \times 58.5 \text{ cm} \leq b \leq 0.4 \times 58.5 \text{ cm} \\ 17.55 \text{ cm} \leq b \leq 23.4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

*On peut prendre :*

$$\mathbf{b = 35 \text{ cm}}$$

D'après le RPA 99/2003, on a :

$$\left\{ \begin{array}{ll} b \geq 20 \text{ cm} & 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} & 65 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} & 1.86 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm}; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**Donc, on prend (35x 65) cm<sup>2</sup> comme section des poutres principales.**

### III.4.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires

a. **Bloc B1 :**

Selon le BAEL 91, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{650}{15} \text{ cm} \leq h \leq \frac{650}{10} \text{ cm} \\ 43.33 \text{ cm} \leq h \leq 65 \text{ cm} \end{array} \right.$$

*On peut prendre :*  
**h = 55 cm**

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 55 = 49.5 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 49.5 \text{ cm} \leq b \leq 0.4 \times 49.5 \text{ cm}$$

$$14.85 \text{ cm} \leq b \leq 19.80 \text{ cm}$$

*On peut prendre :*  
**b = 35 cm**

D'après le RPA 99/2003, on a

$$\begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{array} \quad \begin{array}{l} \longrightarrow \\ \longrightarrow \\ \longrightarrow \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée.} \\ 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}; \text{ Condition vérifiée} \\ 1.71 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm}; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

*Donc, on prend (35x 60) cm<sup>2</sup> comme section des poutres secondaires*

**Tableau III. 3:Pré dimensionnement des poutres principales (cm).**

Pré dimensionnement des poutres principales (cm).		
	Selon le BAEL 91	D'après le RPA 99/2003
<b>BlocB2</b>	$\frac{733.18}{15} \leq h \leq \frac{733.18}{10}$ $48.88 \leq h \leq 73.32$ <p style="text-align: center;"><b>h= 65</b></p> $d = 0,9 h = 0,9 \times 65 = 58.5$ $0.3 \times 49.5 \leq b \leq 0.4 \times 49.5$ $17.55 \leq b \leq 23.4$ <p style="text-align: center;"><b>b= 35</b></p>	$b \geq 20 \quad 35 \geq 20 \text{ condition}$ <p style="text-align: center;">v.</p> $h \geq 30 \quad 65$ <p style="text-align: center;"><math>\geq 30 \text{ condition v.}</math></p> $\frac{h}{b} \leq 4 \quad 1.86 \leq 4$ <p style="text-align: center;"><i>condition v.</i></p>

<b>BlocB3</b>	$\frac{700}{15} \leq h \leq \frac{700}{10}$ $46.66 \leq h \leq 70$ <p style="text-align: center;"><b>h=60</b></p> $d = 0,9 h = 0,9 \times 54 = 48.6$ $0.3 \times 48.6 \leq b \leq 0.4 \times 48.6$ $14.58 \leq b \leq 19.44$ <p style="text-align: center;"><b>b=35</b></p>	$b \geq 20 \quad 35 \geq 20$ condition v.  $h \geq 30 \quad 60$ $\geq 20$ condition v.  $\frac{h}{b} \leq 4 \quad 1.71 \geq 4$ condition v.
<b>BlocB4</b>	$\frac{695}{15} \leq h \leq \frac{695}{10}$ $46.33 \leq h \leq 69.5$ <p style="text-align: center;"><b>h=60</b></p> $d = 0,9 h = 0,9 \times 60 = 54$ $0.3 \times 54 \leq b \leq 0.4 \times 54$ $16.2 \leq b \leq 21.6$ <p style="text-align: center;"><b>b=35</b></p>	$b \geq 20 \quad 35 \geq 20$ condition v.  $h \geq 30 \quad 60 \geq$ 20 condition v.  $\frac{h}{b} \leq 4 \quad 1.71 \geq 4$ condition v.
<b>BlocB5</b>	$\frac{682}{15} \leq h \leq \frac{682}{10}$ $45.46 \leq h \leq 68.2$ <p style="text-align: center;"><b>h=60</b></p> $d = 0,9 h = 0,9 \times 60 = 54 \text{ cm}$ $0.3 \times 54 \leq b \leq 0.4 \times 54$ $16.2 \leq b \leq 21.6$ <p style="text-align: center;"><b>b=35</b></p>	$b \geq 20 \quad 35 \geq 20$ condition v.  $h \geq 30 \quad 60 \geq$ 20 condition v.  $\frac{h}{b} \leq 4 \quad 1.71 \geq 20$ condition v.
<b>BlocB6</b>	$\frac{655}{15} \leq h \leq \frac{655}{10}$ $43.66 \leq h \leq 65.5$ <p style="text-align: center;"><b>h=60</b></p> $d = 0,9 h = 0,9 \times 60 = 54$ $0.3 \times 54 \leq b \leq 0.4 \times 54$ $16.2 \leq b \leq 21.6$ <p style="text-align: center;"><b>b=35</b></p>	$b \geq 20 \quad 35 \geq 20$ condition v.  $h \geq 30 \quad 60$ $\geq 20$ condition v.  $\frac{h}{b} \leq 4 \quad 1.71 \geq 20$ condition v.

**Tableau III. 4: Pré dimensionnement des poutres secondaires (cm).**

<b>Pré dimensionnement des poutres secondaires (cm).</b>		
	<b>Selon le BAEL 91</b>	<b>D'après le RPA 99/2003</b>
<b>Bloc B2</b>	$\frac{679.37}{15} \leq h \leq \frac{679.37}{10}$ $45.29 \leq h \leq 67.94$ <p style="text-align: center;"><b>h=60</b></p> $d = 0,9 h = 0.9 \times 60 = 54$ $0.3 \times 54 \leq b \leq 0.4 \times 54$ $16.2 \leq b \leq 21.6$ <p style="text-align: center;"><b>b=35</b></p>	$b \geq 20 \quad 35 \geq$ 20 condition v.  $h \geq 30 \quad 60 \geq 20$ condition v.  $\frac{h}{b} \leq 4 \quad 1.71 \leq 4$ condition v.
<b>Bloc B3</b>	$\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10}$ $40 \leq h \leq 60$ <p style="text-align: center;"><b>h=55</b></p> $d = 0,9 h = 0.9 \times 55 = 49.5$ $0.3 \times 49.5 \leq b \leq 0.4 \times 49.5$ $14.8 \leq b \leq 19.8$ <p style="text-align: center;"><b>b=35</b></p>	$b \geq 20 \quad 35 \geq$ 20 condition v.  $h \geq 30 \quad 55 \geq 20$ condition v.  $\frac{h}{b} \leq 4 \quad 1.57 \geq 20$ condition v.
<b>Bloc B4</b>	$\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10}$ $40 \leq h \leq 60$ <p style="text-align: center;"><b>h=55</b></p> $d = 0,9 h = 0.9 \times 65 = 55$ $0.3 \times 55 \leq b \leq 0.4 \times 55$ $16.5 \leq b \leq 22$ <p style="text-align: center;"><b>b=35</b></p>	$b \geq 20 \quad 35 \geq$ 20 condition v.  $h \geq 30 \quad 55 \geq 20$ condition v.  $\frac{h}{b} \leq 4 \quad 1.57 \geq 20$ condition v.
<b>Bloc B5</b>	$\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10}$ $40 \leq h \leq 60$ <p style="text-align: center;"><b>h=55</b></p> $d = 0,9 h = 0.9 \times 65 = 55$ $0.3 \times 55 \leq b \leq 0.4 \times 55$ $16.5 \leq b \leq 22$ <p style="text-align: center;"><b>b=35</b></p>	$b \geq 20 \quad 35 \geq$ 20 condition v.  $h \geq 30 \quad 55 \geq 20$ condition v.  $\frac{h}{b} \leq 4 \quad 1.57 \geq 20$ condition v.

<b>Bloc B6</b>	$\frac{645}{15} \leq h \leq \frac{645}{10}$ $43 \leq h \leq 64.5$ <p style="color: red; text-align: center;">h=55</p> $d = 0,9 \quad h = 0,9 \times 65 = 55$ $0,3 \times 55 \leq b \leq 0,4 \times 55$ $16,5 \leq b \leq 22$ <p style="color: red; text-align: center;">b=35</p>	$b \geq 20 \quad 35 \geq 20$ condition v.  $h \geq 30 \quad 55 \geq 20$ condition v.  $\frac{h}{b} \leq 4 \quad 1,57 \geq 20$ condition v.
----------------	--	--

**Tableau III. 5:Tableau récapitulatif des poutres.**

Désignation	Dimension (cm <sup>2</sup> )					
	Bloc B1	Bloc B2	Bloc B3	Bloc B4	Bloc B5	Bloc B6
poutres principales (b x h)	(35 x 65)	(35 x 65)	(35 x 60)	(35 x 60)	(35 x 60)	(35 x 60)
poutres secondaires (b x h)	(35 x 55)	(35 x 60)	(35 x 55)	(35 x 55)	(35 x 55)	(35x 55)

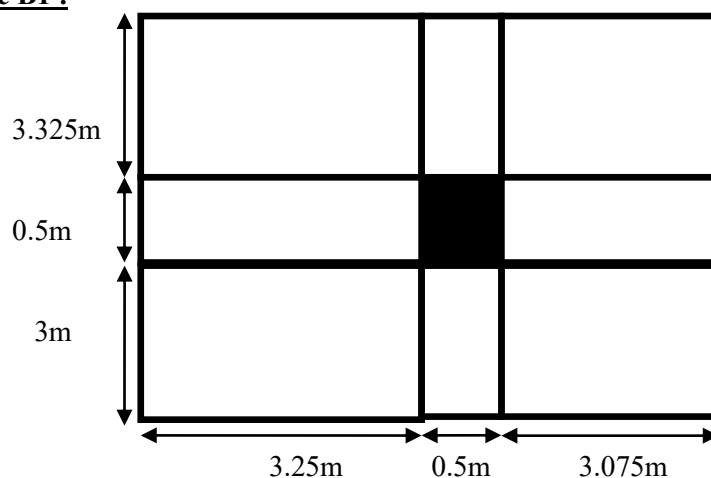
**III.5. Pré dimensionnement des poteaux :**

Le poteau est un élément vertical qui a pour fonction de supporter les charges d'une structure en les transmettant soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. Dans le cadre de notre ouvrage ; la section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.

Nous mènerons le calcul aux états limites ultimes (ELU) selon le BAEL 91, et nous vérifierons ensuite la conformité de notre poteau selon les normes RPA99/V2003.

Notre ouvrage comprend deux types de poteaux : des poteaux carrée, où a est égal à b ainsi que des poteaux circulaires pour tous les niveaux.

**a. Bloc B1 :**



**Figure III. 3: Surface supportant la charge revenant au poteau le plus sollicité.**

$$S = [(Lx1/2 + lx2/2) \times (ly1/2 + ly2/2)]$$

$$S = [((3.25 + 0.25) \times 2 + (3.075 + 0.25) \times 2) / 2 \times ((3 + 0.25) \times 2 + (3.325 + 0.25) \times 2) / 2] =$$

$$S = [(6.825 \times 6.825) = 46.58 \text{ m}^2.$$

### III.6 Efforts de compression dus aux charges permanentes NG

- Plancher terrasse inaccessible :

- Poids propre du plancher

$$G \times S = 7.21 \times 46.58 = 335.84 \text{ KN}$$

- Poids propre de la poutre principale :

$$\gamma_{ba} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,35 \times 0,60) \times (6.5 + 7.15) / 2 = 35.83 \text{ KN}$$

Poids propre de la poutre secondaire :

$$\gamma_{ba} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,35 \times 0,55) \times (7 + 6.65) / 2 = 32.85 \text{ KN}$$

La charge totale sur le plancher terrasse :  $NGT = 404.50 \text{ KN}$

- Plancher RDC + étages courants :

- Poids propre du plancher :

$$n \times G \times S = 3 \times 6.10 \times 46,58 = 852.41 \text{ KN}$$

- Poids propre de la poutre principale :

$$\gamma_{ba} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,35 \times 0,60) \times (6.5 + 7.15) / 2 = 35.83 \text{ KN}$$

Poids propre de la poutre secondaire :

$$\gamma_{ba} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,35 \times 0,55) \times (7 + 6.65) / 2 = 32.85 \text{ KN}$$

La charge totale sur le plancher terrasse :  $NGEC + RDC = 921.09 \text{ KN}$

On majore les efforts de 10% :

$$NG = 1,1 \times (404.50 + 921.09) = 1,1 \times 1325.59 = 1458.15 \text{ KN.}$$

### III.7 Efforts de compression dus aux surcharges d'exploitation NQ

- Plancher terrasse inaccessible :

$$NQ = Q \times S = 1 \times 46.58 = 46.58 \text{ KN}$$

- Plancher RDC + étages courants :

$$NQ = n \times Q \times S = 3 \times 3.5 \times 46.58 = 489.09 \text{ KN}$$

$$NQ = Q \times S = 3.5 \times 46.58 = 163.03 \text{ KN}$$

La surcharge d'exploitation totale sur le plancher RDC + étage courant :



$$NQEC+RDC = 652.12 \text{ KN}$$

On majore les efforts de 10% :

$$NQ = 1,1 \times (46.58 + 652.12) = 1,1 \times 698.7 = 768.57 \text{ KN.}$$

1. **Effort normal Nu :**

$$NU = 1,35 NG + 1,5 NQ = (1,35 \times 1307.07) + (1,5 \times 768.57) = 2917.40 \text{ KN.}$$

2. **Vérification des conditions du RPA 99/2003 article 7.5.1:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ \min(a; b) = 50 \text{ cm} > (h_e - h_t) / 20 = (420 - 30) / 20 = 19,5 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ 1/4 < a/b \Rightarrow 0,25 < 1 ; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**Tableau III. 6: Tableau récapitulatif des poteaux.**

Pré dimensionnement des poteaux (m).		
	Schéma représentatif du poteau le plus sollicité	La surface afférente
<b>BlocB2</b>	<p>3.25m 0.50m 3.25m</p> <p>3.25 m 0.50m</p> <p>3.25m</p>	$S = [(3.25 + 0.5 + 3.25) \times (3.25 + 0.5 + 3.25)] =$ $S = 49.00 \text{ m}^2.$
<b>BlocB3</b>	<p>1.005m 0.50m 1.47m</p> <p>3.00m 0.50m 1.74m</p> <p>3.25 m 0.50m</p> <p>3.00m</p>	$S = [(S1 + S2 + S3) \times h] / 4.75$ $h = 4.75 \text{ m}$ $S1 = (4.75 \times 1.53) / 2 = 7.27 \text{ m}^2.$ $S2 = (4.75 \times 2.25) / 2 = 10.69 \text{ m}^2.$ $S3 = 4.75 \times 2.98 = 14.15 \text{ m}^2.$ $S = 32.12 \text{ m}^2.$

<p><b>BlocB4</b></p>		<p><math>S = [ (S1+S2+S3)</math>  <math>h = 5.80 \text{ m}</math>  <math>S1 = (5.80 \times 1.32)/2 = 3.83 \text{ m}^2.</math>  <math>S2 = (5.80 \times 1.295)/2 = 3.76 \text{ m}^2.</math>  <math>S3 = 5.80 \times 4.265 = 24.74 \text{ m}^2.</math>  <math>S = 32.32 \text{ m}^2.</math></p>
<p><b>BlocB5</b></p>		<p><math>S = [ (S1+S2+S3)</math>  <math>h = 6.46 \text{ m.}</math>  <math>S1 = (6.46 \times 0.64)/2 = 2.06 \text{ m}^2.</math>  <math>S2 = (6.46 \times 0.81)/2 = 2.64 \text{ m}^2.</math>  <math>S3 = (6.46 \times 3.275) = 21.14 \text{ m}^2.</math>  <math>S =</math>  <math>25.84 \text{ m}^2.</math></p>
<p><b>BlocB6</b></p>		<p><math>S = [ (S1+S2+S3)</math>  <math>h = 6.45 \text{ m}</math>  <math>S1 = (6.45 \times 0.89)/2 = 2.87 \text{ m}^2.</math>  <math>S2 = (6.45 \times 0.795)/2 = 2.56 \text{ m}^2.</math>  <math>S3 = (6.45 \times 3.13) = 20.19 \text{ m}^2.</math>  <math>S =</math>  <math>25.62 \text{ m}^2.</math></p>

Tableau III. 7: Tableau récapitulatif bloc b2

Efforts de compression	
<p>Dus aux charges permanentes</p> <p style="text-align: center;">NG</p>	<p>Dus aux surcharges d'exploitation</p> <p style="text-align: center;">NQ</p>

<b>Bloc B2</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>Plancher terrasse inaccessible</u>  <math>P_{pt} = G \times S</math>  <math>7.21 \times 49.00 = 353.29 \text{ KN}</math>  <math display="block">\underline{P_{pp}} = \gamma_{ba} \times (b \times h) \times L</math> <math>25 \times (0,35 \times 0,65) \times (7+7)/2 = 39.812 \text{ KN}</math>  <math display="block">\underline{P_{ps}} = \gamma_{ba} \times (b \times h) \times L</math> <math>25 \times (0,35 \times 0,60) \times (7+7)/2 = 36.75 \text{ KN}</math> <p>La charge totale sur le plancher terrasse :</p> <math>NGT = 429.85 \text{ MKN}</math> </li> <li>• <u>Plancher RDC + étages courants :</u>  <math>n \times G \times S = 3 \times 6.10 \times 49 = 896.7 \text{ KN}</math>  <math display="block">\underline{P_{pp}} = \gamma_{ba} \times (b \times h) \times L</math> <math>25 \times (0,35 \times 0,65) \times (7 + 7)/2 = 39.812 \text{ KN}</math>  <math display="block">\underline{P_{ps}} = \gamma_{ba} \times (b \times h) \times L</math> <math>25 \times (0,35 \times 0,60) \times (7+7)/2 = 36.75 \text{ KN}</math> <p>La charge totale sur le plancher RDC+étages courants :</p> <math>NGE+RDC = 973.27 \text{ KN}</math> <p>On majore les efforts de 10% :</p> <math>NG = 1,1 \times (429.85 + 973.27) = 1,1 \times 1403.13 = 1543.43 \text{ KN.}</math> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>Plancher terrasse inaccessible :</u>  <math>NQ = Q \times S</math>  <math>1 \times 49.00 = 49.00 \text{ KN}</math> </li> <li>• <u>Plancher RDC + étages courants :</u>  <math>NQ = n \times Q \times S</math>  <math>3 \times 3.5 \times 49.00 = 514.5 \text{ KN}</math>  <math>NQ = Q \times S</math>  <math>3.5 \times 49.00 = 171.5 \text{ KN}</math> <p>La surcharge d'exploitation totale sur le plancher RDC + étage courant :</p> <math>NQEC+RDC = 686 \text{ KN}</math> <p>On majore les efforts de 10% :</p> <math>NQ = 1,1 \times (49.00 + 686) = 1,1 \times 735 = 808.50 \text{ KN.}</math> </li> </ul>
	$NU = 1,35 NG + 1,5 NQ = (1,35 \times 1543.43) + (1,5 \times 808.5) = 3296.39 \text{ KN.}$	

**Tableau III. 8: Tableau récapitulatif bloc b3**

<b>Efforts de compression</b>	
<b>Dus aux charges permanentes NG</b>	<b>Dus aux surcharges d'exploitation NQ</b>
<p>• <u>Plancher terrasse inaccessible</u> Ppt = G x S  7.21x 32.12= 231.58 KN</p> <p><u>Ppp</u> = <math>\gamma_{ba} \times (b \times h) \times L</math>  25 x (0,35 x 0,60) x (4.75+4.97)/2 = 25.51 KN</p> <p><u>Pps</u> = <math>\gamma_{ba} \times (b \times h) \times h_{ps}</math>  25 x (0,35 x 0,55) x 4.75 = 22.86 KN</p> <p>La charge totale sur le plancher terrasse :</p> <p style="text-align: center;">NGT = 279.95 MKN</p> <p>• <u>Plancher RDC + étages courants :</u>  n x G x S = 4 x 6.10 x 32.12= 783.73 KN</p> <p><u>Ppp</u> = <math>\gamma_{ba} \times (b \times h) \times L</math>  25 x (0,35 x 0,60) x (4.75 + 4.97)/2 = 25.51 KN</p> <p><u>Pps</u> = <math>\gamma_{ba} \times (b \times h) \times h_{ps}</math>  25 x (0,35 x 0,55) x 4.75= 22.86 KN</p> <p>La charge totale sur le plancher RDC+étages courants :</p> <p style="text-align: center;">NGE+RDC = 832.09 KN</p> <p>On majore les efforts de 10% :</p> <p>NG = 1,1 x (279.95+832.09) = 1,1 x 1112.04 = 1223.24 KN.</p>	<p>• <u>Plancher terrasse inaccessible</u> ∴  NQ = Q x S 1 x 32.12= 32.12 KN</p> <p>• <u>Plancher RDC + étages courants :</u>  NQ = n x Q x S  4x 3.5 x 32.12= 449.68 KN</p> <p style="text-align: center;">NQ = Q x S  3.5 x 32.12= 112.42 KN</p> <p>La surcharge d'exploitation totale sur le plancher RDC + étage courant :</p> <p style="text-align: center;">NQEC+RDC = 562.10KN</p> <p>On majore les efforts de 10% :</p> <p>NQ= 1,1 x (32.12+ 562.1) = 1,1 x 594.22  = 653.64KN.</p>
<p>NU = 1,35 NG + 1,5 NQ = (1,35 x 1223.24) + (1,5 x 653.64) = 2631.84KN.</p>	

**Tableau III. 9: Tableau récapitulatif Bloc B4.**

<b>Efforts de compression</b>	
<b>Dus aux charges permanentes NG</b>	<b>Dus aux surcharges d'exploitation NQ</b>
<p><b>Bloc B4</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><u>Plancher terrasse inaccessible</u>  <math>P_{pt} = G \times S</math>  <math>7.21 \times 32.32 = 233.03 \text{ KN}</math>  <math>P_{pp} = \gamma_{ba} \times (b \times h) \times L</math>  <math>25 \times (0,35 \times 0,60) \times (5.515 + 5.63) / 2 = 29.25 \text{ KN}</math>  <math>P_{ps} = \gamma_{ba} \times (b \times h) \times h_{ps}</math>  <math>25 \times (0,35 \times 0,55) \times 5.80 = 27.91 \text{ KN}</math>            La charge totale sur le plancher terrasse :  <math>NGT = 290.19 \text{ KN}</math></li> <li><u>Plancher RDC + étages courants :</u>  <math>n \times G \times S = 4 \times 6.10 \times 32.32 = 788.61 \text{ KN}</math>  <math>P_{pp} = \gamma_{ba} \times (b \times h) \times L</math>  <math>25 \times (0,35 \times 0,65) \times (5.515 + 5.63) / 2 = 29.25 \text{ KN}</math>  <math>P_{ps} = \gamma_{ba} \times (b \times h) \times L</math>  <math>25 \times (0,35 \times 0,60) \times (7+7) / 2 = 27.91 \text{ KN}</math>            La charge totale sur le plancher RDC+étages courants :  <math>NGE+RDC = 845.77 \text{ KN}</math>            On majore les efforts de 10% :  <math>NG = 1,1 \times (290.19 + 845.77) = 1,1 \times 1135.96 = 1249.56 \text{ KN.}</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><u>Plancher terrasse inaccessible :</u>  <math>NQ = Q \times S</math>  <math>1 \times 32.32 = 32.32 \text{ KN}</math></li> <li><u>Plancher RDC + étages courants :</u>  <math>NQ = n \times Q \times S</math>  <math>4 \times 3.5 \times 32.32 = 339.36 \text{ KN}</math>  <math>NQ = Q \times S</math>  <math>3.5 \times 32.32 = 113.12 \text{ KN}</math>            La surcharge d'exploitation totale sur le plancher RDC + étage courant :  <math>NQ_{EC+RDC} = 452.48 \text{ KN}</math>            On majore les efforts de 10% :  <math>NQ = 1,1 \times (32.32 + 452.48) = 1,1 \times 484.8 = 533.28 \text{ KN.}</math></li> </ul>
$NU = 1,35 NG + 1,5 NQ = (1,35 \times 1249.56) + (1,5 \times 533.28) = 2486.83 \text{ KN.}$	

**Tableau III. 10: Tableau récapitulatif Bloc B5**

<b>Efforts de compression</b>	
<b>Dus aux charges permanentes NG</b>	<b>Dus aux surcharges d'exploitation NQ</b>
<p>• <u>Plancher terrasse inaccessible</u>  <math>P_{pt} = G \times S</math>  <math>7.21 \times 25.84 = 186.31 \text{ KN}</math>  <math>P_{pp} = \gamma b a \times (b \times h) \times L</math>  <math>25 \times (0,35 \times 0,6) \times (4.09 + 3.9) / 2 = 20.97 \text{ KN}</math>  <math>P_{ps} = \gamma b a \times (b \times h) \times L</math>  <math>25 \times (0,35 \times 0,55) \times 6.46 = 31.09 \text{ KN}</math>            La charge totale sur le plancher terrasse :  <math>NGT = 238.37 \text{ KN}</math></p> <p>• <u>Plancher RDC + étages courants :</u>  <math>n \times G \times S = 4 \times 6.10 \times 25.84 = 630.5 \text{ KN}</math>  <math>P_{pp} = \gamma b a \times (b \times h) \times L</math>  <math>25 \times (0,35 \times 0,6) \times (4.09 + 3.9) / 2 = 20.97 \text{ KN}</math>  <math>P_{ps} = \gamma b a \times (b \times h) \times L</math>  <math>25 \times (0,35 \times 0,55) \times 6.46 = 31.09 \text{ KN}</math>            La charge totale sur le plancher RDC + étages courants :  <math>NGE + RDC = 682.56 \text{ KN}</math>            On majore les efforts de 10% :  <math>NG = 1,1 \times (238.37 + 682.56) = 1,1 \times 920.93 = 1013.023 \text{ KN.}</math></p>	<p>• <u>Plancher terrasse inaccessible :</u>  <math>NQ = Q \times S</math>  <math>1 \times 25.84 = 25.84 \text{ KN}</math></p> <p>• <u>Plancher RDC + étages courants :</u>  <math>NQ = n \times Q \times S</math>  <math>4 \times 3.5 \times 25.84 = 361.76 \text{ KN}</math>  <math>NQ = Q \times S</math>  <math>3.5 \times 25.84 = 90.44 \text{ KN}</math>            La surcharge d'exploitation totale sur le plancher RDC + étage courant :  <math>NQ_{EC} + RDC = 452.2 \text{ KN}</math>            On majore les efforts de 10% :  <math>NQ = 1,1 \times (25.84 + 452.2) = 1,1 \times 478.04 = 525.844 \text{ KN.}</math></p>
$NU = 1,35 NG + 1,5 NQ = (1,35 \times 1013.023) + (1,5 \times 525.844) = 2735.1621 \text{ KN.}$	

**Tableau III. 11:Tableau récapitulatif Bloc B6.**

<b>Efforts de compression</b>	
<b>Dus aux charges permanentes NG</b>	<b>Dus aux surcharges d'exploitation NQ</b>
<p><b>BlocB6</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>Plancher terrasse inaccessible</u>  <math>P_{pt} = G \times S</math>  <math>7.21 \times 25.62 = 184.72 \text{ KN}</math>  <math>P_{pp} = \gamma_{ba} \times (b \times h) \times L</math>  <math>25 \times (0,35 \times 0,6) \times (3.92+4.02)/2 = 20.84 \text{ KN}</math>  <math>P_{ps} = \gamma_{ba} \times (b \times h) \times L</math>  <math>25 \times (0,35 \times 0,55) \times 6.45 = 31.04 \text{ KN}</math>            La charge totale sur le plancher terrasse :  <math>NGT = 236.6 \text{ KN}</math> </li> <li>• <u>Plancher RDC + étages courants+ Sous SOL :</u>  <math>n \times G \times S = 5 \times 6.10 \times 25.62 = 781.41 \text{ KN}</math>  <math>P_{pp} = \gamma_{ba} \times (b \times h) \times L</math>  <math>25 \times (0,35 \times 0,6) \times (3.92+4.02)/2 = 20.84 \text{ KN}</math>  <math>P_{ps} = \gamma_{ba} \times (b \times h) \times L</math>  <math>25 \times (0,35 \times 0,55) \times 6.45 = 31.04 \text{ KN}</math>            La charge totale sur le plancher RDC+étages courants + Sous SOL :  <math>NGE+RDC = 833.29 \text{ KN}</math>            On majore les efforts de 10% :  <math>NG = 1,1 \times (236.6 + 833.29) = 1,1 \times 1069.89 = 1176.88 \text{ KN.}</math> </li> </ul>	<p><b>Voir le tableau.3.9. :</b>            Dégression des charges d'exploitation.  <math>NQ = 14.2 \text{ KN}</math></p> <p>La surcharge d'exploitation totale sur le plancher étage courant :  <math>NQ = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 14,2 \times 25.62 = 400.</math>  <math>18 \text{ KN.}</math></p>
$NU = 1,35 NG + 1,5 NQ = (1,35 \times 1176.88) + (1,5 \times 400.18) = 3177.58 \text{ KN.}$	

**Tableau III. 12: Dégression des charges d'exploitation.**

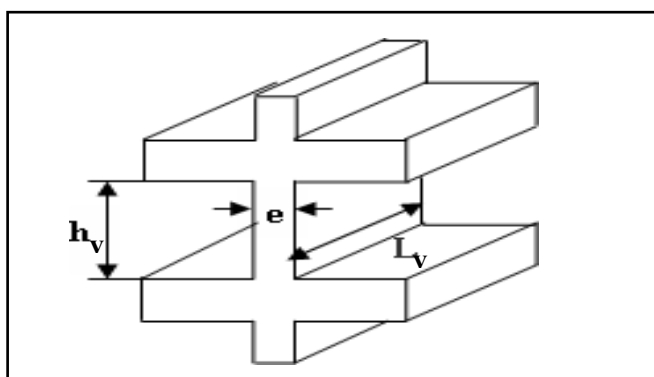
Niveau des planchers	Loi de dégression [kN/m <sup>2</sup> ]	Charge [kN/m <sup>2</sup> ]
Terrasse	$NQ_0 = 1$	<b>1,00</b>
3	$NQ_1 = Q_0 + Q_1$	<b>4,50</b>
2	$NQ_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	<b>7,65</b>
1	$NQ_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	<b>10,45</b>
RDC	$NQ_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	<b>12,90</b>
S-sol 1 (n = 5)	$NQ_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	<b>14,2</b>

**III.8 Vérification des conditions du RPA 99/2003 article 7.5.1**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \min(a; b) = 50 \text{ cm} > (h_e - h_t)/20 = (420 - 30)/20 = 19,5 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ 1/4 < a/b \Leftrightarrow 0,25 < 1 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**III.9. Pré dimensionnement des voiles**

Les voiles en béton armé sont des éléments structuraux conçus pour résister aux charges horizontales provoquées par des événements tels que le vent ou le séisme, ainsi qu'aux charges verticales. Ils ont pour rôle principal d'assurer la stabilité de l'ouvrage en résistant aux forces de flexion et de cisaillement induites par ces charges horizontales, en redistribuant les contraintes sur l'ensemble de la structure et en limitant les déformations excessives. Par conséquent, les voiles jouent un rôle crucial dans la sécurité et la stabilité des bâtiments en béton armé.

**Figure III. 4: Coupe de voile en élévation**

Le RPA 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4e \\ e \geq h_e / 20 \end{array} \right.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \times [(420-30)/20 ; 15\text{cm}] \\ e \geq h_e / 20 = 390 / 20 = 19.5\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend  $a = 20\text{cm}$  tous les niveaux des voiles

$$L \geq 4 \times 20 = 80\text{cm} \text{ alors}$$

On prend  $L = 80\text{cm}$ .

# ***Chapitre IV***

## ***Calcul*** ***des planchers***

## IV.1. Introduction

Les planchers constituent la partie horizontale de la structure d'un bâtiment qui a pour fonction de supporter les charges permanentes (telles que les cloisons, les chapes, les revêtements, etc.) et les charges d'exploitation, et de les transmettre aux éléments porteurs verticaux tels que les poteaux, les voiles ou les murs. Pour le bloc B3 de notre ouvrage, les planchers sont réalisés en dalle pleine.

## V.2. Etude de la dalle pleine

Si :

$$\begin{cases} \alpha > 4 : \text{panneau de dalle travaillant dans un seul sens } (L_x). \\ 0,4 < \alpha < 1 : \text{panneau de dalle travaillant dans les deux sens } (L_x) (L_y). \end{cases}$$

Avec :

( $L_x$ ) est la petite portée du panneau de dalle et ( $L_y$ ) est la grande portée du panneau de dalle.

Le tableau qui suit reporte les valeurs de ( $L_x$ ) et ( $L_y$ ) ainsi que le calcul de ( $\alpha$ ).

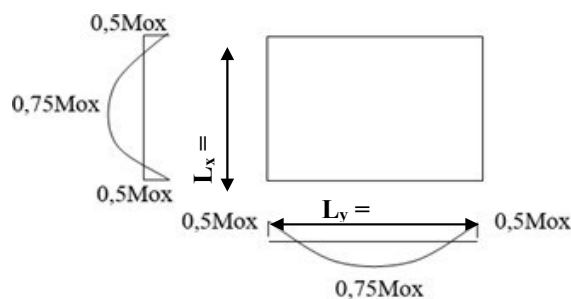
**Tableau V. 1: Valeur de  $\alpha$  pour chaque panneau.**

Désignation	$L_x$ (cm)	$L_y$ (cm)	$a = L_x / L_y$
Dalle continue	338.50	567.50	0,60
Panneau isole	454.18	524.61	0,86

### V.2.1 Panneau isole :

#### ✓ Calcul des sollicitations :

Comme :  $\alpha = 0,86 > 0,4$  (Panneau travaillant dans les deux sens)  $\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$



**Figure V. 1: Panneau isole.**

#### ✓ Chargement :

Charge permanente (étage courant) :  $G = 5.69 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge ultime (pour une bande de 1m de largeur) :  $qu = (1,35 G + 1,5 Q) = 12,93 \text{ KN/m}$ .

✓ **Moment isostatique :**

Sens Lx :

$$M_{ox} = \mu_x \times qu \times L_x^2 = 0,0496 \times 12,93 \times 4,54^2 = 13,22 \text{ kN. m}$$

Sens Ly :

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,7052 \times 13,22 = 9,32 \text{ kN. m}$$

✓ **Moments en travée et sur appuis :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times 13,22 = 11,24 \text{ kN. m} \\ M_{ty} = 0,85 \times 9,32 = 7,92 \text{ kN. m} \\ M_{ax\ riv} = 0,3 \times 13,22 = 3,97 \text{ kN. m} \\ M_{ax\ intr} = 0,5 \times 13,22 = 6,61 \text{ kN. m} \end{cases}$$

**4.3.1.1. Calcul du ferrailage :**

✓ **Armatures inférieures (en travée) :**

Pour une bande de 1 m :  $b = 100 \text{ cm}$  ;

$$d = 0,9 h_t = 0,9 \times 16 = 14,4 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Sens Lx

$$M_{tx} = 11,24 \text{ kN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,24 \times 10^3}{100 \times 14,4^2 \times 14,17} \approx 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,24 \times 10^3}{0,981 \times 14,4 \times 348} = 2,29 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Sens Ly :

$$M_{ty} = 7,92 \text{ kN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,92 \times 10^3}{100 \times 14,4^2 \times 14,17} \approx 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,92 \times 10^3}{0,986 \times 14,4 \times 348} = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

✓ **Armatures supérieures (sur appuis) :**

▪ **Sur appuis de rive :**

$$Ma = Max riv = 3.97 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d \times fbc} = \frac{3.97 \times 10^3}{100 \times 14.4^2 \times 14,17} \approx 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A arrive = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.97 \times 10^3}{0,993 \times 14.4 \times 348} = 0.80 \text{ cm}^2 / m$$

• Sur appuis intermédiaires :

$$Ma = Max intr = 6.61 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{6.61 \times 10^3}{100 \times 14.4^2 \times 14,17} \approx 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$Aaint = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.61 \times 10^3}{0,989 \times 14.4 \times 348} = 1.33 \text{ cm}^2 / m$$

✓ Section minimale des armatures :

Sens Ly

$$Aymin = 8 \times ht = 8 \times 0.16 = 1,28 \text{ cm}^2 / m.$$

Sens Lx

$$Axmin = Aymin \times \frac{3 - \alpha}{2} = 1.28 \times \frac{3 - 0,70}{2} = 1.47 \text{ cm}^2 / m.$$

✓ Choix des aciers :

• En travée :

Sens Lx :

$$\left\{ \begin{array}{l} Atx = 2.29 \text{ cm}^2 / m \\ \phi \leq 20 \text{ mm} \\ Stx \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} Atx : \mathbf{4T12p. m} = 4.52 \text{ cm}^2 / m > Axmin \\ Stx = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Sens Ly :

$$\left\{ \begin{array}{l} Aty = 1.60 \text{ cm}^2 / m \\ \phi \leq 20 \text{ mm} \\ Sty \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} Aty : \mathbf{4T10 p. m} = 3.14 \text{ cm}^2 / m > Axmin \\ Sty = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Sur appuis de rive :

$$Ax_{min} \left\{ \begin{array}{l} A_{arive} = 0.80 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ \phi \leq 20 \text{ mm} \\ Stx \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{arive} : \mathbf{4T8} \text{ p. m} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m} > \\ Stx = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Sur appuis intermédiaires :

$$Ax_{min} \left\{ \begin{array}{l} A_{aint} = 1.33 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ \phi \leq 20 \text{ mm} \\ Stx \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{aint} : \mathbf{4T10} \text{ p. m} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{m} > \\ Stx = 25 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

✓ Nécessité de disposer des armatures transversales :

- 1) On suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- 2) L'épaisseur de la dalle est de 20 cm.
- 3) On vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha = 0,86 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Vx = qu \times \frac{Lx}{2} \times \frac{1}{1 + \alpha/2} = 20.52 \text{ kN} \\ Vy = qu \times Lx/3 = 19.57 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

$$V_{max} = \max(Vx ; Vy) = 20.52 \text{ kN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{20.52 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,14 \text{ MPa} \\ \tau_{\bar{u}} = 0,07 \times \frac{f_c 28}{\gamma b} = 0,07 \times 25 \cdot 1,5 = 1,17 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,14 \text{ MPa} \leq \tau_{\bar{u}} = 1,17 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée (pas de risque de cisaillement).} \end{array} \right.$$

### V.3.1.2. Vérifications à l'E.L.S

**Sollicitations :**

$$\alpha = 0,86 > 0,4 \text{ (Dalle travaillant suivant les deux sens (Lx) et (Ly))} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0496 \\ \mu_y = 0,7052 \end{array} \right.$$

**Chargement :**

**Charge permanente :**

$$G = 5.69 \text{ kN/m}^2$$

**Charge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

Charge de service (pour une bande de 1 m de largeur) :  $q_{ser} = (G + Q) = 9.19 \text{ kN/m}$

✓ **Moment isostatique :**

**Sens Lx**

$$M_{ox} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0,0496 \times 9.19 \times 4.54^2 = 9.39 \text{ kN. m}$$

**Sens Ly**

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,7052 \times 9.39 = 6.62 \text{ kN. m}$$

✓ **Moments en travée et sur appuis :**

$$M_{tx} = 0,85 \times 9.39 = 7.98 \text{ kN. m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 6.62 = 5.63 \text{ kN. m}$$

$$M_{ax \text{ riv}} = 0,3 \times 9.39 = 2.82 \text{ kN. m}$$

$$M_{ax \text{ intr}} = 0,5 \times 9.39 = 4.69 \text{ kN.m m}$$

✓ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \eta = 15 \text{ (Voir chapitre I).}$$

**Suivant Lx**

**• En travée :**

$$M_{tx} = 7.98 \text{ kN. m} ;$$

$$A_s = A_{tx} = 1.61 \text{ cm}^2 / \text{m} ;$$

$$A' = 0$$

**a) Position de l'axe neutre (y) :**

$$b/2 y^2 - \eta A_s (d - y) = 50y^2 + 24.15y - 347.76 = 0 \rightarrow y = 2.40 \text{ cm}$$

**b) Moment d'inertie (I) :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta (d - y)^2 = \frac{100}{3} (2.40)^3 + (15 \times 1.61) \times (14.4 - 2.40)^2 = 3938.40 \text{ cm}^4$$

**c) Contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{tx}}{I} \times y = \frac{7.98 \times 10^3}{3938.40} \times 2.40 = 4.86 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

**• Sur appuis intermédiaires :**

$$Ma = Max\ intr = 4.69\ kN.m ; As = Aaint = 0.94\ cm^2/m ; A' = 0$$

**a) Position de l'axe neutre (y) :**

$$b/2 y^2 - \eta As (d - y) = 50y^2 + 14.1y - 203.04 = 0 \rightarrow y = 1.88\ cm$$

**b) Moment d'inertie (I) :**

$$I = b/3 y^3 + \eta(d - y)^2 = 100/3 \times (1.88)^3 + (15 \times 0.94) \times (14.4 - 1.88)^2 = 2431.67\ cm^4$$

**c) Contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Maint}{I} \times y = \frac{4.69 \times 10^3}{2431.68} \times 1.88 = 3.62\ MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 3.62\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa ; \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant  $L_y$

• **En travée**

$$Mty = 5.63\ kN.m ; As = Aty = 1.13\ cm^2/m ; A' = 0$$

**a) Position de l'axe neutre (y) :**

$$b/2 y^2 - \eta As (d - y) = 50y^2 + 16.95y - 244.08 = 0 \rightarrow y = 2.05\ cm$$

**b) Moment d'inertie (I) :**

$$I = b/3 y^3 + \eta(d - y)^2 = 100/3 \times (2.05)^3 + (15 \times 1.13) \times (14.4 - 2.05)^2 = 2872.43\ cm^4$$

**c) Contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Mty}{I} \times y = \frac{5.63 \times 10^3}{2872.43} \times 2.05 = 4.02\ MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 4.02\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa ; \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Disposition du ferrailage**

• **Arrêt des barres :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ . La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.



$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ \lambda_s = 0,05 + 0,3 (M_a / M_{ox}) = 0,05 + 0,3 (0,5 M_{ox} / M_{ox}) = 0,2 \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \\ L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$L1 = 90,8 \text{ cm} \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} l_s = 35,33 \text{ cm} \\ \lambda_s \cdot L_x = 0,2 \times 454 = 90,8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L2 = 45,4 \text{ cm} \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} l_s = 35,33 \text{ cm} \\ L1 / 2 = 90,8 / 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ **Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

Les barres en travée sont arrêtées à une distance des appuis inférieure à  $L_x / 10$  de la portée ;

Soit :  $L_x / 10 = 454 / 10 = 45,4 \text{ cm}$ .

✓ **Armatures finales :**

Suivant  $L_x$  :  $A_{tx} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit  $p.m$  avec  $S_{tx} = 25 \text{ cm}$

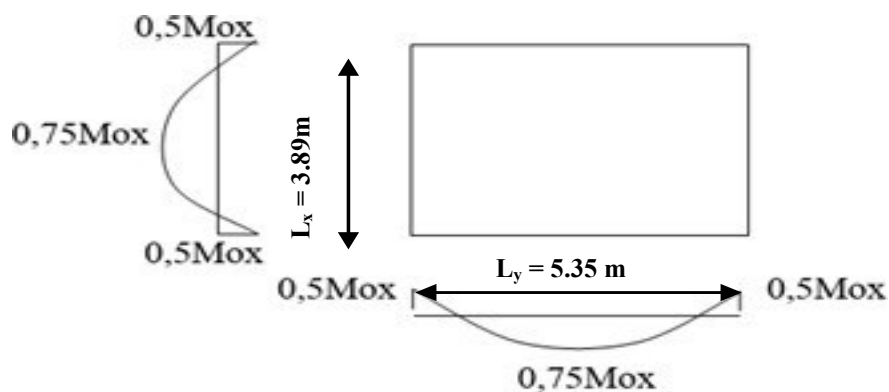
Suivant  $L_y$  :  $A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit  $p.m$  avec  $S_{ty} = 25 \text{ cm}$

Appui intermédiaire :  $A_{aint} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit  $p.m$  avec  $S_{tx} = 25 \text{ cm}$

**V.2.1 Panneau (dalle continue)**

✓ **Calcul des sollicitations :**

Comme :  $\alpha = 0,74 > 0,4$  (Panneau travaillant dans les deux sens)  $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{array} \right.$



**Figure V. 2: Dalle continue.**

✓ **Chargement :**Charge permanente (étage courant) :  $G = 5.69 \text{ KN/m}^2$ Charge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ Charge ultime (pour une bande de 1m de largeur) :  $qu = (1,35 G + 1,5 Q) = 12.93 \text{ KN/m}$ .✓ **Moment isostatique :****Sens Lx :**

$$M_{ox} = \mu x \times qu \times Lx^2 = 0.0633 \times 12.93 \times 15.13 = 12.38 \text{ kN. m}$$

**Sens Ly :**

$$M_{oy} = \mu y \times M_{ox} = 0.4938 \times 12.38 = 6.11 \text{ kN. m}$$

✓ **Moments en travée et sur appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75 \times 12.38 = 9.28 \text{ kN. m} \\ M_{ty} = 0,75 \times 6.11 = 4.58 \text{ kN. m} \\ Max \text{ intr} = 0,5 \times 12.38 = 6.19 \text{ kN. m} \end{array} \right.$$

**V.3.1.1. Calcul du ferrailage**✓ **Armatures inférieures (en travée) :**Pour une bande de 1 m :  $b = 100 \text{ cm}$  ;

$$d = 0,9 ht = 0,9 \times 16 = 14.4 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**Sens Lx**

$$M_{tx} = 9.28 \text{ kN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.28 \times 10^3}{100 \times 14.4^2 \times 14,17} \approx 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.28 \times 10^3}{0,984 \times 14.4 \times 348} = 1.88 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

**Sens Ly :**

$$M_{ty} = 4.58 \text{ kN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.58 \times 10^3}{100 \times 14.4^2 \times 14,17} \approx 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.58 \times 10^3}{0,992 \times 14.4 \times 348} = 0.92 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

✓ **Armatures supérieures (sur appuis) :**

• **Sur appuis intermédiaires :**

$$Ma = \text{Max intr} = 6.19 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{6.19 \times 10^3}{100 \times 14.4^2 \times 14,17} \approx 0,020 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{aint} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.19 \times 10^3}{0,990 \times 14.4 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

✓ **Section minimale des armatures :**

Sens Ly

$$A_{ymin} = 8 \times ht = 8 \times 0.16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

Sens Lx

$$A_{xmin} = A_{ymin} \times \frac{3 - \alpha}{2} = 1.28 \times \frac{3 - 0,74}{2} = 1.45 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

✓ **Choix des aciers :**

• En travée :

Sens Lx :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 1.88 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ \phi \leq 20 \text{ mm} \\ Stx \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{tx} : \mathbf{4T12} \text{ p. m} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{xmin} \\ Stx = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Sens Ly :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 0.92 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ \phi \leq 20 \text{ mm} \\ Sty \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{ty} : \mathbf{4T12} \text{ p. m} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{xmin} \\ Sty = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Sur appuis intermédiaires :

$$A_{xmin} \left\{ \begin{array}{l} A_{aint} = 1.25 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ \phi \leq 20 \text{ mm} \\ Stx \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{aint} : \mathbf{4T12} \text{ p. m} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{m} > \\ Stx = 25 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

✓ Nécessité de disposer des armatures transversales :

- 1) On suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- 2) L'épaisseur de la dalle est de 20 cm.
- 3) On vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha = 0,74 \rightarrow \begin{cases} Vx = qu \times \frac{Lx}{2} \times \frac{1}{1 + \alpha/2} = 18.36 \text{ kN} \\ Vy = qu \times Lx/3 = 16.76 \text{ kN}. \end{cases}$$

$$V_{max} = \max(Vx ; Vy) = 18.36 \text{ kN}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{18.36 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,13 \text{ MPa} \\ \tau_{\bar{u}} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,13 \text{ MPa} \leq \tau_{\bar{u}} = 1,17 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée (pas de risque de cisaillement)}. \end{array} \right.$$

### V.3.1.2. Vérifications à l'E.L.S

**Sollicitations :**

$$\alpha = 0,74 > 0,4 \text{ (Dalle travaillant suivant les deux sens (Lx) et (Ly))} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{cases}$$

**Chargement :**

**Charge permanente :**

$$G = 5.69 \text{ kN/m}^2$$

**Charge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

Charge de service (pour une bande de 1 m de largeur) : **qser = (G + Q) = 9.19 kN/m**

✓ **Moment isostatique :**

**Sens Lx**

$$M_{ox} = \mu_x \times q_{ser} \times Lx^2 = 0,0633 \times 9.19 \times 15.13 = 8.80 \text{ kN. m}$$

**Sens Ly**

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,4938 \times 8.80 = 4.35 \text{ kN. m}$$

✓ **Moments en travée et sur appuis :**

$$Mtx = 0,75 \times 8.80 = 6.60 \text{ kN. m}$$

$$Mty = 0,75 \times 4.35 = 3.26 \text{ kN. m}$$

$$Max \text{ intr} = 0,5 \times 8.80 = 4.40 \text{ kN.m m}$$

✓ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \eta = 15 \text{ (Voir chapitre I).}$$

### Suivant Lx

#### • En travée :

$$Mtx = 6.60 \text{ kN. m} ;$$

$$As = Atx = 1.33 \text{ cm}^2 / \text{m} ;$$

$$A' = 0$$

#### a) Position de l'axe neutre (y) :

$$b/2 y^2 - \eta As (d - y) = 50y^2 + 19.97y - 287.65 = 0 \rightarrow y = 2.21 \text{ cm}$$

#### b) Moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta (d - y)^2 = \frac{100}{3} (2.21)^3 + (15 \times 1.33) \times (14.4 - 2.21)^2 = 3324.29 \text{ cm}^4$$

#### c) Contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :

$$\sigma_{bc} = \frac{Mtx}{I} \times y = \frac{6.60 \times 10^3}{3324.29} \times 2.21 = 4.39 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

#### • Sur appuis intermédiaires :

$$Ma = Max \text{ intr} = 4.40 \text{ kN. m} ; As = Aaint = 0.88 \text{ cm}^2 / \text{m} ; A' = 0$$

#### c) Position de l'axe neutre (y) :

$$b/2 y^2 - \eta As (d - y) = 50y^2 + 13.26y - 200 = 0 \rightarrow y = 1.87 \text{ cm}$$

#### d) Moment d'inertie (I) :

$$I = b/3 y^3 + \eta (d - y)^2 = 100/3 \times (1.87)^3 + (15 \times 0.88) \times (14.4 - 1.87)^2 = 2290.38 \text{ cm}^4$$

#### e) Contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :

$$\sigma_{bc} = \frac{\text{Maint}}{I} \times y = \frac{4.40 \times 10^3}{2290.38} \times 1.87 = 3.59 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ly

• En travée

$$M_{ty} = 3.26 \text{ kN. m} ; A_s = A_{ty} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{m} ; A' = 0$$

d) Position de l'axe neutre (y) :

$$b/2 y^2 - \eta A_s (d - y) = 50y^2 + 9.82y - 141.36 = 0 \rightarrow y = 1.59 \text{ cm}$$

e) Moment d'inertie (I) :

$$I = b/3 y^3 + \eta (d - y)^2 = 100/3 \times (1.59)^3 + (15 \times 0.65) \times (14.4 - 1.59)^2 = 1684.21 \text{ cm}^4$$

c) Contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ty}}{I} \times y = \frac{3.26 \times 10^3}{1684.21} \times 1.59 = 3.08 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Disposition du ferrailage

• Arrêt des barres :

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ . La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ \lambda_s = 0,05 + 0,3 (M_a / M_{ox}) = 0,05 + 0,3 (0,5 M_{ox} / M_{ox}) = 0,2 \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \\ L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$L1 = 77.98 \text{ cm} \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} l_s = 35.33 \text{ cm} \\ \lambda_s \cdot L_x = 0,2 \times 389.89 = 77.98 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L2 = 38.99 \text{ cm} \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} l_s = 35.33 \text{ cm} \\ L1 / 2 = 77.98 / 2 = 39 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ **Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

Les barres en travée sont arrêtées à une distance des appuis inférieure à  $L_x / 10$  de la portée ;

Soit :  $L_x / 10 = 398.89 / 10 = 38.99 \text{ cm}$ .

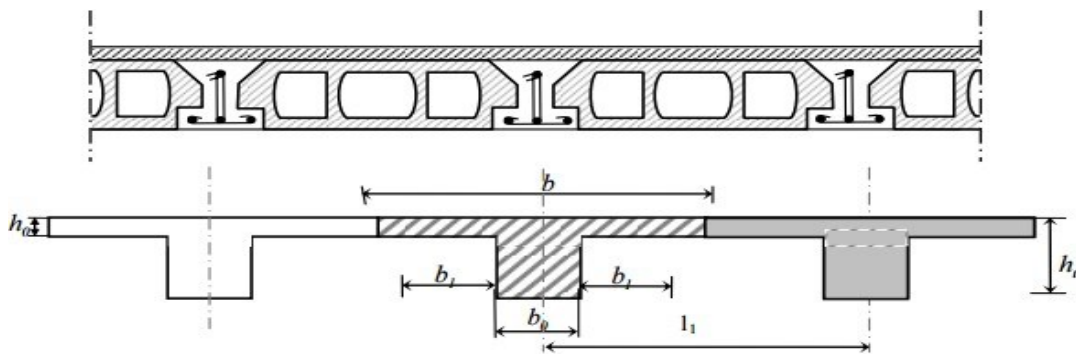
✓ **Armatures finales :**

Suivant  $L_x$  :  $A_{tx} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit **4T12** p.m avec  $S_{tx} = 25 \text{ cm}$

Suivant  $L_y$  :  $A_{ty} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit **4T12** p.m avec  $S_{ty} = 25 \text{ cm}$

Appui intermédiaire :  $A_{aint} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit **4T12** p.m avec  $S_{tx} = 25 \text{ cm}$ .

### V.3. Etude des planchers en corps creux



*Figure V. 3: Coupe d'un plancher à corps creux*

#### V.3.1 Dimensionnement des poutrelles :

##### Bloc B1 :

Pour notre bloc B1, types de planchers seront utilisés :

-Plancher à corps-creux en parties courantes, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles. sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

-Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

-Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

On a :

**b** : largeur totale de compression.

**h** : épaisseur du plancher.

$L_x$  : distance maximale entre nus de deux poutrelles.

$L_y$  : distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à  $L_x$ .

Donc:  $0,4 h \leq b_0 \leq 0,6 h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b_0 \leq 18 \text{ cm}$

On prend :  **$b_0 = 12 \text{ cm}$**

On aura:

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \quad b \leq 2\min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) + b_0$$

$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$ ,  $L_y = 65 \text{ cm} \Rightarrow b \leq 2 \times 26.5 + 12 = 65$

On prend :  **$b = 65 \text{ cm}$**

**Tableau V. 2: Tableau récapitulatif :**

Epaisseur de la dalle de compression	5 cm
Epaisseur de l'entrevous	25 cm
La largeur $b_0$ des nervures	12 cm
Entraxe des nervures	65 cm

Donc on a des poutrelles de :  $h_t = 30 \text{ cm}$ .  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .  $h_0 = 5 \text{ cm}$

### V.3.1.1 Méthode de calcul des sollicitations

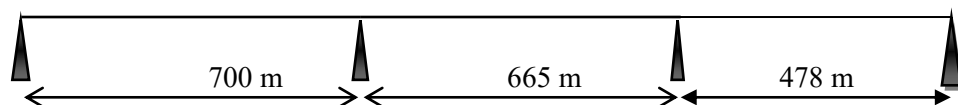
La méthode utilisée pour le calcul des poutres continues en béton armé est :

- méthode de trois moments (Annexe E. du BAEL 91) (voir annexe).

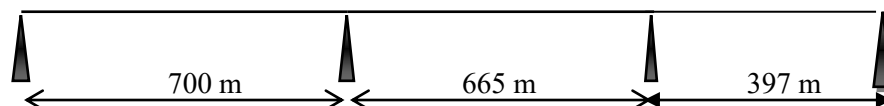
#### Les différents types de poutrelles :

On a 03 types de poutrelles, on va utiliser la méthode de trois moments

#### Type 1 :



#### Type 2 :



#### Type 3 :

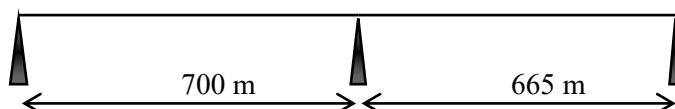


Figure V. 4 : Types de poutrelles

3\)-Charge et surcharge et La combinaison de charge :



**Tableau V. 3: Combinaison des charges**

	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	g=0.65G(KN/m)	q=0.65Q(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)
<b>Terrasses</b>	7.21	1	4.69	0.65	7.31	5.34
<b>Etage courant+ RDC</b>	6.10	3.5	3.97	2.28	8.78	6.25

ELU:  $q_u = (1,35g + 1,5q)$

Avec :  $g=0.65G / q=0.65Q$

ELS:  $q_{ser} = (g + q)$

Conclusion :

Le plancher Etage courant+ RDC est le plus sollicité

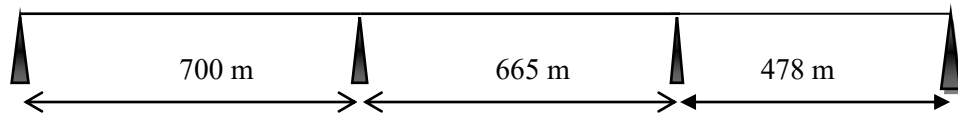
$q_u = 8.78 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = 6.25 \text{ KN/m}$

Calcul :

✓ ELU

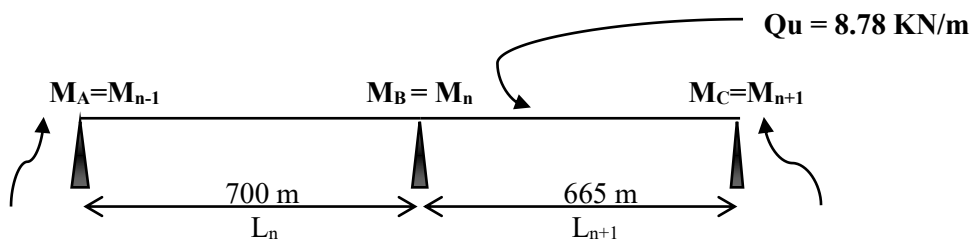
On prend comme exemple de calcul le 1 er type de poutrelles ( avec 3 travée )



- Le calcul se fait selon la formule :

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[ \frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C :



- Travée AB:**

$M_{0AB} = QL^2/8 = 8.78 \times (7)^2/8 = 53.78 \text{ kN.m}$

$a_n = b_n = 3.5 \text{ m}$

$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \times 7 \times 53.78 = 250.97 \text{ m}^2$

• **Travée BC:**

$$M_{0BC} = Q.L^2/8=8.78 \times (6.65)^2/8= 48.53 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 3.325 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3.L_{n+1} . M_{0BC} = 2/3 \times 6.65 \times 48.53= 215.15 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 7(M_A) + 2(7+6.65) (M_B)+6.65(M_C)= -1398.36$$

**Avec :**

$$M_A = (-0,2) M_{0AB} = - 10.76 \text{ kN.m}$$

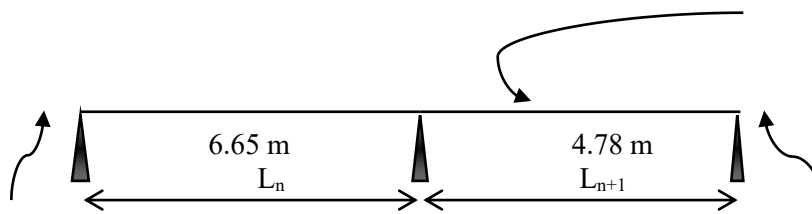
$$27.3M_B+$$

$$6.65M_C+1323.068=0\dots\dots(1)$$

**En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D :**

• **Travée BC:**

$$Q_u = 8.78 \text{ KN/m}$$



$$M_{0BC} = Q.L^2/8=8.78 \times (6.65)^2/8= 48.53 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = 3.325 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3.L_n . M_{0BC} = 2/3 \times 6.65 \times 48.53=215.15 \text{ m}^2$$

• **Travée CD:**

$$M_{0CD} = QL^2/8=8.78 \times (4.78)^2/8= 25.08 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2.39 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3.L_{n+1} . M_{0CD}$$

$$= 2/3 \times 4.78 \times 25.08 = 79.92 \text{ m}^2 \text{ Donc}$$

$$(1) \Rightarrow 6.65M_B + 22.86M_C + 4.78M_D =$$

$$-885.21$$

**Avec:**  $M_D = (-0,2) M_{0CD} = -5.02 \text{ kN.m}$

$$6.65M_B + 22.86M_C + 861.24 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

**Après résoudre les équations (1) et (2) ont a :**

**Les moments sur appuis sont :**

$$M_A = -10.76 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -42.30 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -25.37 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -5.02 \text{ kN.m}$$

**Les moments en travées :**

$$M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = 27.25 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = 14.69 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{CD} = [(M_C + M_D)/2] + M_0^{CD} = 9.88 \text{ kN.m}$$

**calcul des efforts tranchants :**• Travée AB :

$$T_A = M_A - M_B / l + ql / 2 = 35.23 \text{ KN}$$

$$T_B = M_A - M_B / l - ql / 2 = -26.22 \text{ KN}$$

• Travée BC :

$$T_B = M_B - M_C / l + ql / 2 = 26.65 \text{ KN}$$

$$T_C = M_B - M_C / l - ql / 2 = -31.74 \text{ KN}$$

• Travée CD :

$$T_C = M_C - M_D / l + ql / 2 = 16.73 \text{ KN}$$

$$T_D = M_C - M_D / l - ql / 2 = -25.24 \text{ KN}$$

$$M_{0AB} = 53.78 \text{ KN.m}, M_{0BC} = 48.53 \text{ KN.m}, M_{0CD} = 25.08 \text{ KN.m}$$

**Tableau V. 4: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU**

Travée	L(m)	Appui	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	TW (KN)	Te (KN)
A-B	7.00	A	-10.76	27.25	35.23	-26.22
B-C	6.65	B	-42.30	14.69	26.65	-31.74
C-D	4.78	C	-25.37	9.88	16.73	-25.24
		D	-5.02			

✓ ELS

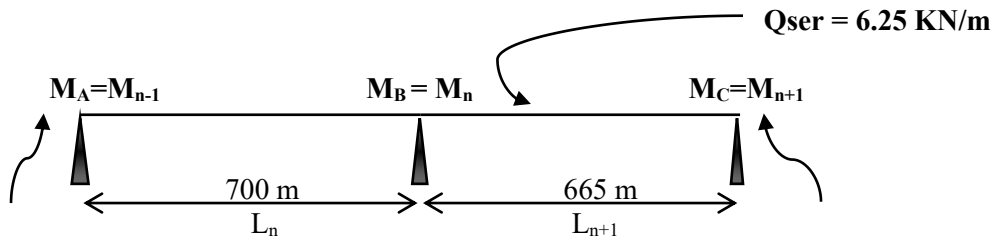
On prend comme exemple de calcul le 1<sup>er</sup> type de poutrelles ( avec 3 travées )



- Le calcul se fait selon la formule :

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[ \frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend **A-B** et **B-C** :



- Travée AB:**

$$M_{0AB} = QL^2/8 = 6.25 \times (7)^2/8 = 38.28 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = 3.5 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \times 7 \times 38.28 = 178.64 \text{ m}^2$$

- Travée BC:**

$$M_{0BC} = Q \cdot L^2/8 = 6.25 \times (6.65)^2/8 = 34.55 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 3.325 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = 2/3 \times 6.65 \times 34.55 = 153.17 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 7(M_A) + 2(7+6.65)(M_B) + 6.65(M_C) = -995.43$$

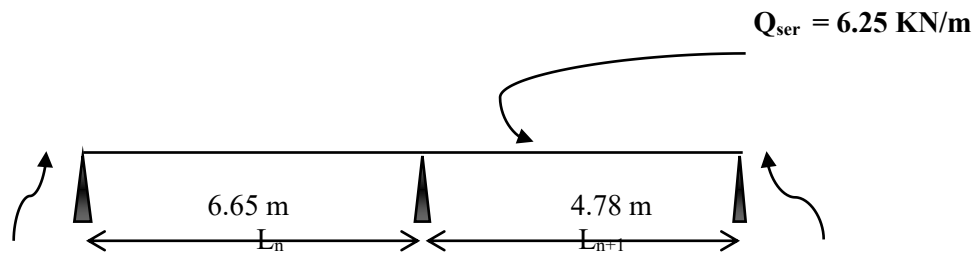
**Avec :**

$$M_A = (-0,2) M_{0AB} = - 7.66 \text{ kN.m}$$

$$27.3M_B + 6.65M_C + 941.81 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend **B-C** et **C-D** :

• **Travée BC:**



$$M_{0BC} = Q \cdot L^2 / 8 = 6.25 \times (6.65)^2 / 8 = 34.55 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = 3.325 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0BC} = 2/3 \times 6.65 \times 34.55 = 153.17 \text{ m}^2$$

• **Travée CD:**

$$M_{0CD} = QL^2 / 8 = 6.25 \times (4.78)^2 / 8 = 17.85 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2.39 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0CD}$$

$$= 2/3 \times 4.78 \times 17.85 = 56.88 \text{ m}^2 \text{ Donc}$$

$$(1) \Rightarrow 6.65M_B + 22.86M_C + 4.78M_D =$$

$$-630.15$$

**Avec:**  $M_D = (-0,2) M_{0CD} = -3.57$

$$\text{kN.m } 6.65M_B + 22.86M_C + 613.085 =$$

$$0 \dots \dots \dots (2)$$

Après résoudre les équations (1) et (2) on a :

**Les moments sur appuis sont :**

$$M_A = -7.66 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -30.10 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -18.06 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -3.9 \text{ kN.m}$$

**Les moments en travées :**

$$M_t^{AB} = [(M_A + M_B) / 2] + M_0^{AB} = 19.40 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C) / 2] + M_0^{BC} = 10.47 \text{ kN.m} \quad M_t^{CD} =$$

$$[(M_C+M_D)/2] + M_0^{CD} = 6.87 \text{ kN.m}$$

**calcul des efforts tranchants :**

- Travée AB :

$$TA = MA - MB / l + ql / 2 = 25.08 \text{ KN}$$

$$TB = MA - MB / l - ql / 2 = -18.67 \text{ KN}$$

- Travée BC :

$$TB = MB - MC / l + ql / 2 = 18.97 \text{ KN}$$

$$TC = MB - MC / l - ql / 2 = -22.59 \text{ KN}$$

- Travée CD :

$$TC = MC - MD / l + ql / 2 = 11.97 \text{ KN}$$

$$TD = MC - MD / l - ql / 2 = -17.90 \text{ KN}$$

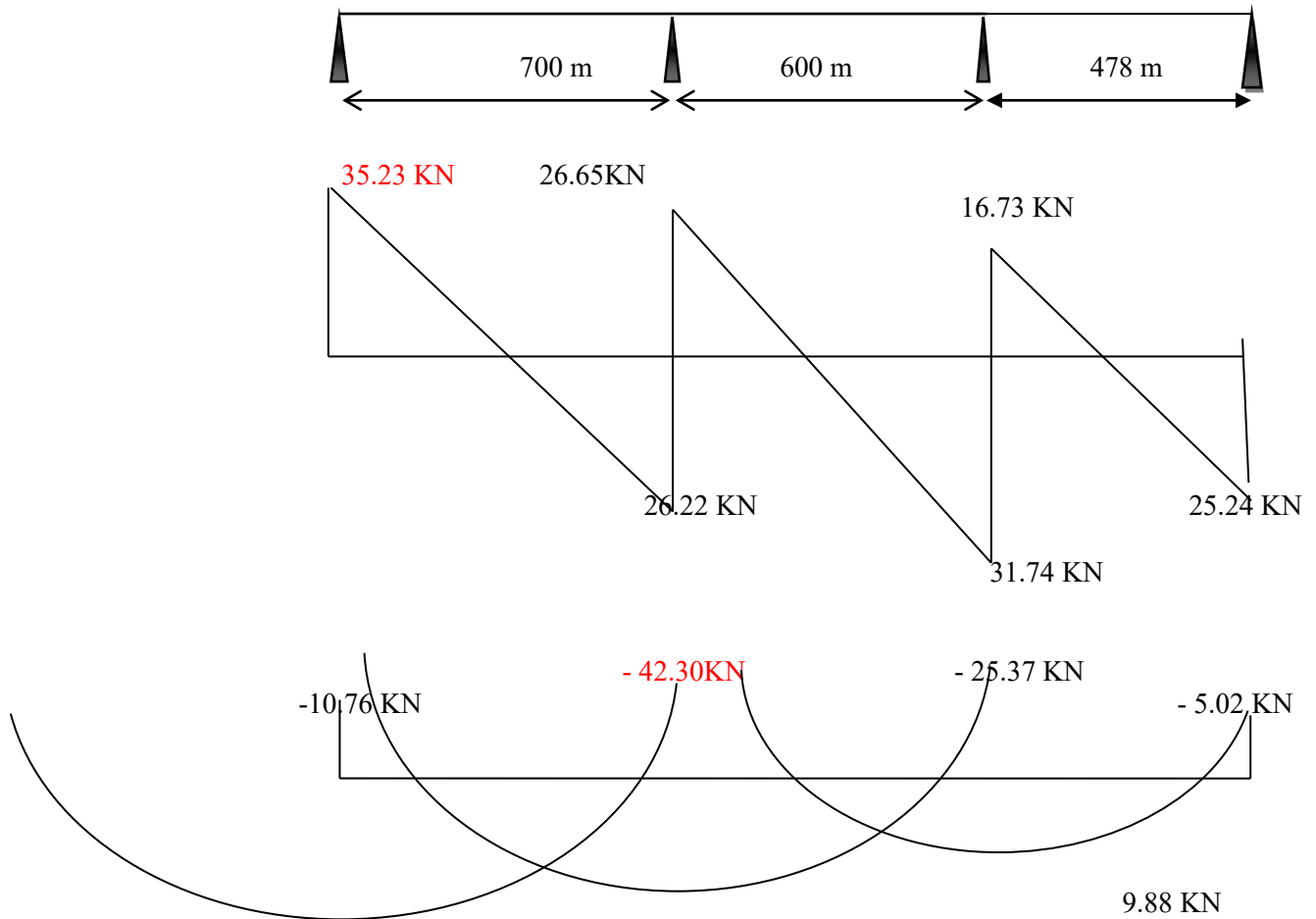
$$M_{0AB} = 38.28 \text{ KN.m}, M_{0BC} = 34.55 \text{ KN.m}, M_{0CD} = 17.85 \text{ KN.m}$$

**Tableau V. 5: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS.**

Travée	L(m)	Appui	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	TW (KN)	Te (KN)
A-B	7.00	A	-7.66	19.40	25.08	-18.67
B-C	6.65	B	-30.10	10.47	18.97	-22.59
C-D	4.78	C	-18.06	6.87	11.97	-17.90
		D	-3.9			

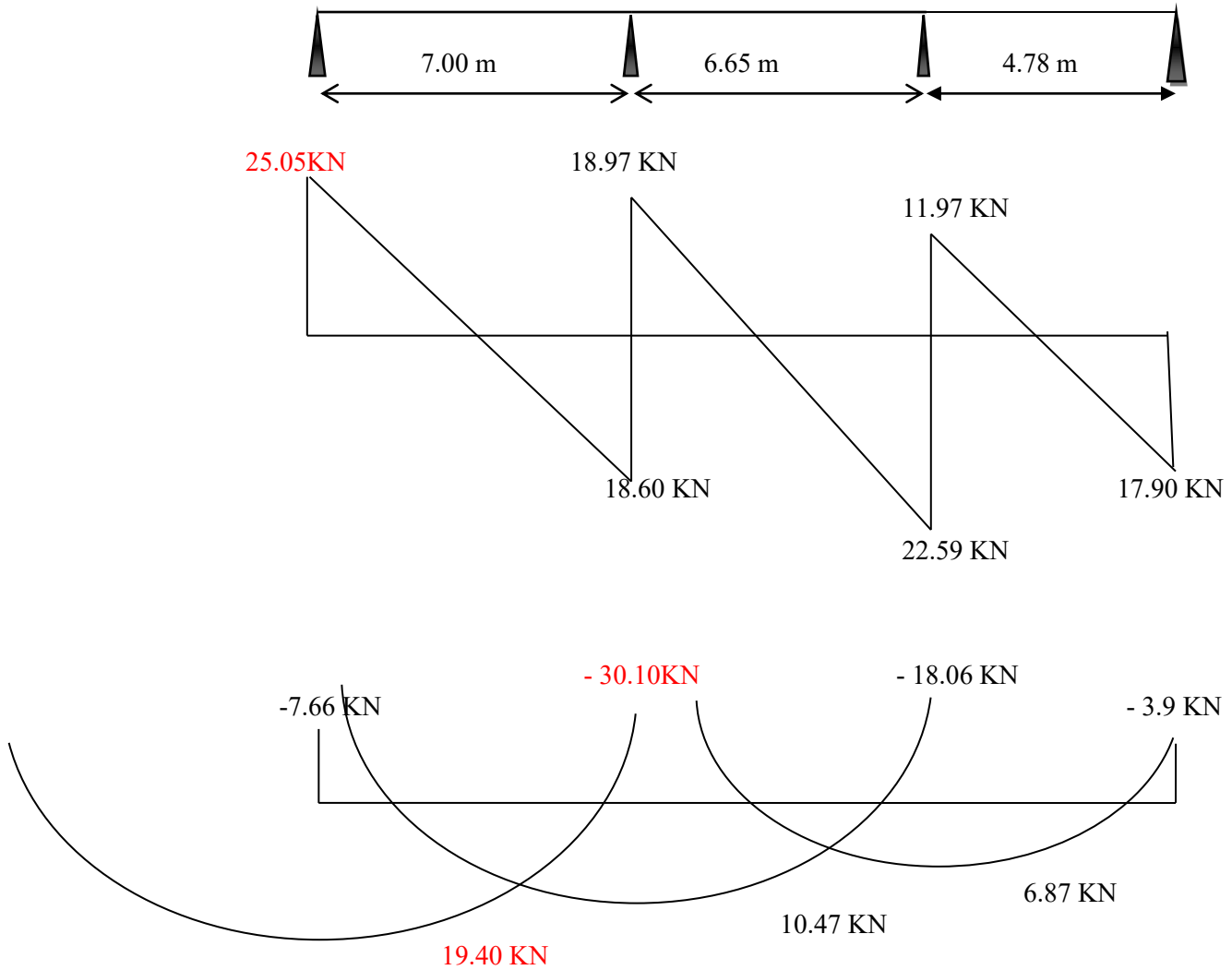
**Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :**

\* **ELU :**



**Figure V. 5: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à ELU**

\* **ELS :**



**Figure V. 6: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à ELS**

**Tableau V. 6: les sollicitations maximales**

	ELU	ELS
M <sub>travéemax</sub>	27.50KN.m	19.40KN.m
M <sub>appui</sub> max	42.30KN.m	30.10KN.m
T <sub>max</sub>	35.23KN	

**a-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**

\* **En travée (armatures inférieures) :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure On calcule le moment équilibré par la table :



$$M_t = b h_0 \sigma_{bc} (d - h_0/2) = M_{tb} = 65 \times 5 \times 14.17 \times (27 - 5/2) \times 10^{-3} = 112.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\max} = 27.25 < 112.83 \text{ KN.m}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression dans l'appui et la travée.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b". Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b x ht) en flexion simple.

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h_t = 30 \text{ cm}; h_0 = 5 \text{ cm}; d = 27 \text{ cm}; \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}.$$

### Vérification de l'existence des armatures comprimées :

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension ( ht x b0 ) = ( 65 x 30 )

$$M_{t\max} = 27.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{27.25 \times 10^3}{14.17 \times (27)^2 \times 65} = 0,040 < 0,392 \Rightarrow A' s = 0$$

$\mu = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}.$$

$$A_s = \frac{M_{t\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27.25 \times 10^3}{0.980 \times 27 \times 348} = 2.96 \text{ cm}^2$$

### a-Condition de non fragilité :

$$A_{s\min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{65 \times 27 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptive}} = \text{Max} (A_{st}; A_{s\min}) = 2.96 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T14 ;  $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$

\* Sur appuis:

Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension ( ht x b0 ) = ( 12 x 30 )

$$M_{\text{appui max}} = 42.30 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42.30 \times 10^3}{12 \times (27)^2 \times 14,17} = 0,342 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s' = 0$$

$\mu = 0,342 \rightarrow \beta = 0,776$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42.30 \times 10^3}{0.776 \times 27 \times 348} = 5.80 \text{ cm}^2$$

**a-Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{65 \times 27 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptive} = \text{Max} (A_s; A_{s \text{ min}}) = 5.80 \text{ cm}^2$$

Le choix : 2T16 (filante) + 1T16 (chapeau) = 6.03 cm<sup>2</sup>

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion (voir annexe), on aura :

Les résultants dans le tableau :

**Tableau V. 7: Ferrailage longitudinal des poutrelles.**

	$M_U(\text{KN.m})$	$\mu_u$	$\mu_l$	$Z_b(\text{cm})$	$A(\text{cm}^2)$	$(\text{cm}^2)$	Choix des barres	$(\text{cm}^2)A_{adp}$
Travée	27.25	0,040	0,392	26.22	2.96	2.12	<b>3T14</b>	4.62
Appui	42.30	0,342	0,392	20.95	5.80	2.12	<b>3T16</b>	6.03

**b- Vérification des contraintes à I.E.L.S:**

\* En travée :

$$M_{tmax}(\text{ser}) = 19.40 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.09 \text{ cm}^2$$

**a- Position de l'axe neutre:**

La distance "y" est définie comme la distance entre le centre de gravité d'une section homogène "s" et la fibre la plus comprimée de cette section.

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

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0.$$

$$32.5y^2 - 15 \times 2.09 \times (27 - y) = 0$$

$y = 4.64\text{cm}$  L'axe neutre tombe dans la table de compression

**b- Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{65}{3} \times 4.64^3 + 15 \times 2.09 (27 - 4.64)^2 = 17838.49 \text{ cm}^4$$

**c- Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{19.40 \times 10^3}{17838.49} \times 4.64 = 5.05 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 5.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu.

\* En appuis intermédiaire :

$$M_{ai}(ser) = 30.10 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.73 \text{ cm}^2$$

**a- Position de l'axe neutre:**

La distance "y" est définie comme la distance entre le centre de gravité d'une section homogène "s" et la fibre la plus comprimée de cette section.

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

$$b = 12\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0.$$

$$6y^2 - 15 \times 3.73 \times (27 - y) = 0$$

$y = 11.87\text{cm}$  L'axe neutre tombe dans la table de compression

**b- Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{12}{3} \times 11.87^3 + 15 \times 3.73 \times (27 - 11.87)^2 = 19497.68 \text{ cm}^4$$

**c- Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{30.10 \times 10^3}{19497.68} \times 11.87 = 18.32 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 18.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ; Condition non vérifiée

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu.

**Tableau V. 8: vérification des contraintes.**

	M (KN.m)	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	I (cm <sup>4</sup> )	Remarque
Travée	19.40	4.64	5.05	17838.49	Condition vérifiée
Appui	30.10	11.87	18.32	19497.68	Condition non vérifiée

### **b-Calcul Armatures transversales(At) :**

#### **b-1 Diamètre des armatures At:**

Le diamètre: – D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\varphi t \leq \min ( h / 35 [mm]; b_0 / 10 [mm]; \varphi L )$$

$$\varphi t \leq \min ( 300 / 35 [mm]; 120 / 10 [mm]; 10 )$$

$$\varphi t \leq \min ( 8.57 [mm]; 12 [mm]; 10 ) = 8.57 \approx 8mm \rightarrow \varphi t = 8mm.$$

**Le choix est de  $\Phi 8$  comme armature transversales.  $At = 2 \times \Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$**

#### **b-2 Calcule des espacements:**

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

##### ❖ Zone nodale

$$St \leq \min ( h/4, 12 \times \Phi t_{min}, 30 ) (\Phi t_{min} = 1 \text{ cm}^2)$$

$$St \leq 7.5 \Rightarrow St = 5cm$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :  $L = 2 \times h = 60 \text{ cm}$

##### ❖ Zone courante

$$St \leq h/2$$

$$St \leq 15cm \Rightarrow St = 15$$

### **Condition de non fragilité**

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le: FeE235

$$\frac{At \times f_e}{St \times b_0} \geq \max\left(\frac{T_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{1.01 \times 10^{-4} \times 235}{0.15 \times 0.12} \geq \max\left(\frac{T_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$1.01 \times 10^{-4} \times 235$$

$$\frac{\quad}{0.15 \times 0.12} = 1.31 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 35.23 \text{ KN. m}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{35.23 \times 10^3}{120 \times 270} = 1.09 \text{ MPa.}$$

Pas de risque de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3.33, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 1.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### d-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$$T_{max} = 35.23 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 30.10 \text{ KN. m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0.9d} = \frac{30.10}{0.9 \times 27 \times 10^{-2}} = 123.87 \text{ kN}$$

$$F_u = 188.89 \text{ kN} > T_u = 35.23 \text{ kN} ;$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

### e-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1.5$  pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 35.23 kN ;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi \Phi = \pi \times 1 = 3.14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

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

$$\tau_{ser} = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3.15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

### 1. Vérification au glissement :

$$T_u - (M_u / 0.9 \times d) \leq 0 \quad \text{avec : } (T_u = 35.23 \text{ KN} ; M_u = 42.30 \text{ KN.m}).$$

$$-138.84 < 0 \quad \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### 2. Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$ht / L \geq 1 / 22,5 \Rightarrow 30 / 700 \geq 1 / 22,5 \Rightarrow 0,043 < 0,044 ; \text{Condition non vérifiée}$$

$$ht / L \geq M_{ser} / 15 \times M_0 \text{ ser} \Rightarrow 30 / 700 = 0,043 < 30.10 / 15 \times 38.28 = 0,052 ; \text{Condition non vérifiée}$$

$$A_s / b_0 d \leq 3.6 / f_e \Rightarrow 3.73 / 12 \times 27 = 0,011 > 3.6 / 400 = 0,009 ; \text{Condition non vérifiée}$$

Puisque la dernière condition n'est pas satisfaite ; donc on passe au calcul de la flèche

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i I_f}$$

$F_i$ : flèche due aux charges de faible durée d'application.

$F_v$ : flèche due aux charges de longue durée d'application

$$\text{Avec: } E_i = 11000 (f_c 28)^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_c 28)^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$f \leq f_{adm}$$

avec :

$$f \leq f_{adm} \quad f_{adm} = \frac{L_{max}}{400} = \frac{700 \times 10}{400} = 17.50 \text{ mm.}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_s \cdot 10^{-4} (h/2 - d')^2 =$$

$$I_0 = \frac{0.65 \cdot 0.3^3}{12} + 15 \cdot 3.73 \cdot 10^{-4} (0.3/2 - 0.03)^2 = 1.543 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 1543 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$= \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{3.73 \cdot 10^{-4}}{0.05 \cdot 2.1} = 0.01$$

$$\lambda_i = \frac{1.75 \cdot 2.1}{0.01 \cdot (2 + 3 \cdot 0.12 / 0.65)} = 4.11$$

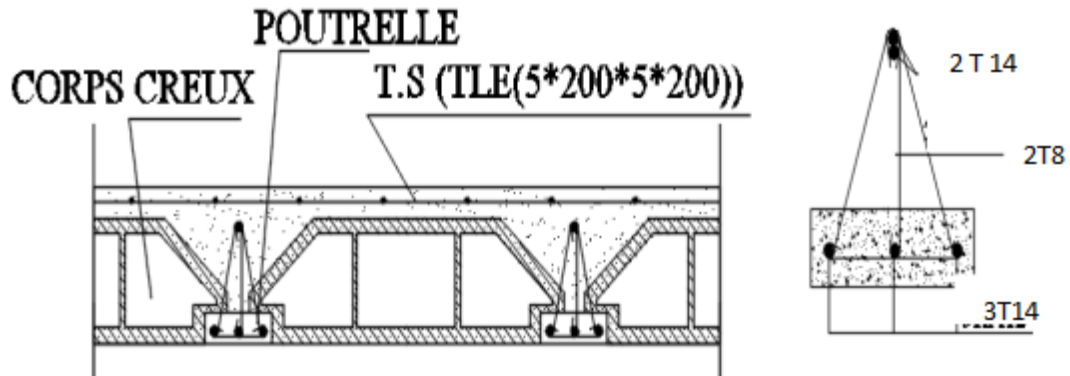
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.01 \cdot 348 + 2.1} = 0.77$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + (\lambda_i \cdot \mu)} = 407.5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \text{ Inertie fissure}$$

$$M_i L^2 \quad 19.40 \cdot 10^6 \cdot 7000^2$$

$$f_i = \frac{F_i}{10E_i I_f} = \frac{10 \times 32164,2 \times 407,5 \times 10^6}{10 \times 32164,2 \times 407,5 \times 10^6} = 7,25 \text{ mm}$$

Donc  $f = 7,25 \text{ mm} < f_{adm} = 17,50 \text{ mm}$  .....condition vérifiée.



**Figure V. 7: ferrailage de plancher (terrasse).**

#### **4. Etude de la dalle de compression :** (BAEL 91/B.6.8,423)

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

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

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**).

#### 1\)-Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$\text{➤ Si } l_1 \leq 50 \text{ cm}$$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$  doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

$$\text{➤ Si } 50 \leq l_1 \leq 80 \text{ cm}$$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$  doit être au moins égale :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{l_1}{f_e} \times 4$$

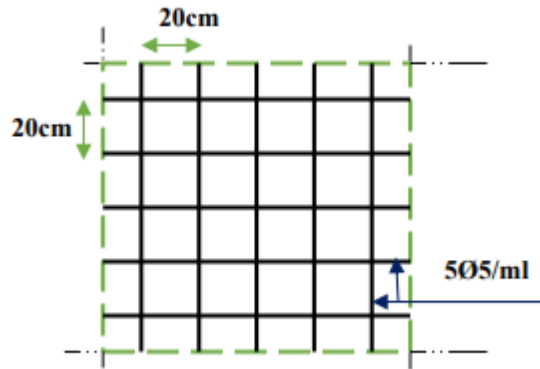
Avec :  $l_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $l_1 = 65 \text{ cm}$ ).

A $\perp$ nervures: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

$F_e = 520\text{MPa}$  ( $F_e$ : limite élastique des aciers

utilisées).

Quadrillage de treilles soudé (TLE 520).



**Figure V. 8: Ferrailage de la dalle de compression**

**Remarque** : Il est important de noter que la méthode de calcul utilisée pour le bloc B1 a été appliquée de manière similaire pour le bloc B2

Le bloc B2 sera construit en utilisant principalement des planchers à corps creux dans les parties courantes.

Ces planchers sont composés de corps creux, de treillis soudé, d'une dalle de compression et de poutrelles.

**Tableau III. 13: Tableau récapitulatif des poutrelles.**

Épaisseur de la dalle de compression	5 cm
Épaisseur de l'entrevous	25 cm
La largeur $b_0$ des nervures	12cm
Entraxe des nervures	65 cm

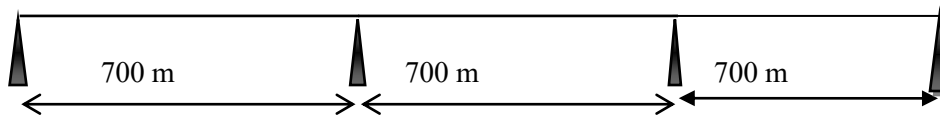


**V.3.1.1 Méthode de calcul des sollicitations**

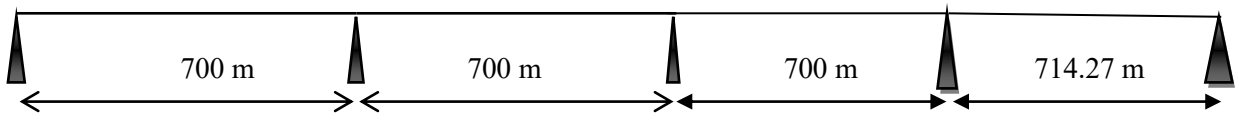
**Les différents types de poutrelles :**

On a 03 types de poutrelles, on va utiliser la méthode de trois moments

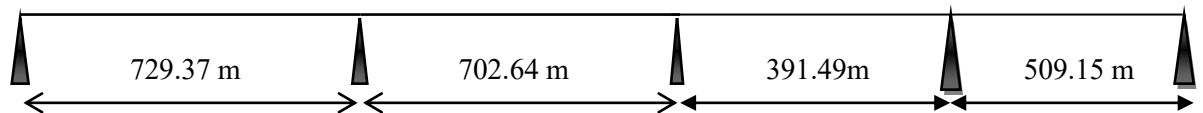
**Type 1 :**



**Type 2 :**



**Type 3 :**



*Figure V. 9: Types de poutrelles.*

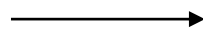
3\\_-Charge et surcharge et La combinaison de charge :

*Tableau V. 9:Combinaison des charges*

	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	g=0.65G(KN/m)	q=0.65Q(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)
<b>Terrasses</b>	7.21	1	4.69	0.65	7.31	5.34
<b>Etage courant+ RDC</b>	6.10	3.5	3.97	2.28	8.78	6.25

ELU:  $q_u = (1,35g + 1,5q)$

ELS:  $q_{ser} = (g + q)$



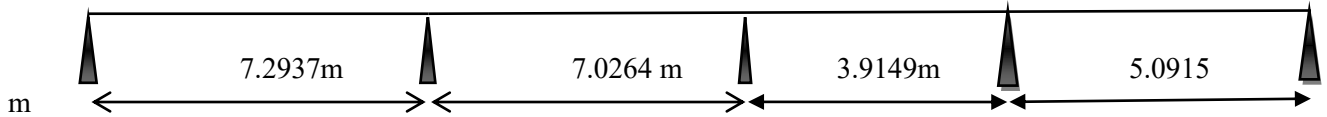
Avec :  $g=0.65G / q=0.65Q$

**Conclusion :**

Le plancher Etage courant+ RDC est le plus sollicité.

**Calcul**

On prend comme exemple de calcul le 3<sup>er</sup> type de poutrelles ( avec 4 travée)



✓ ELU

**Tableau V. 10: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant à ELU**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	Appui	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	TW (KN)	Te (KN)
01	A-B	7.29	58.38	A	-11.68	28.94	36.90	-27.15
	B-C	7.03	54.18	B	-47.20	18.05	27.69	-34
	C-D	3.91	16.82	C	-25.06	-3.8	14.96	-19.41
	D-E	5.09	28.45	C	-16.34	17.43	20.26	-24.44
02				E	-5.69			
	A-B	7.00	53.78	A	10.76	41.00	28.42	-33.03
	B-C	7.00	53.78	B	26.89	36.00	31.50	-31.50
	C-D	7.00	53.78	C	21.51	35.00	29.80	-31.65
	D-E	7.14	56.00	D	28.00	43.00	33.70	-29.00
				E	11.20			

✓ ELS

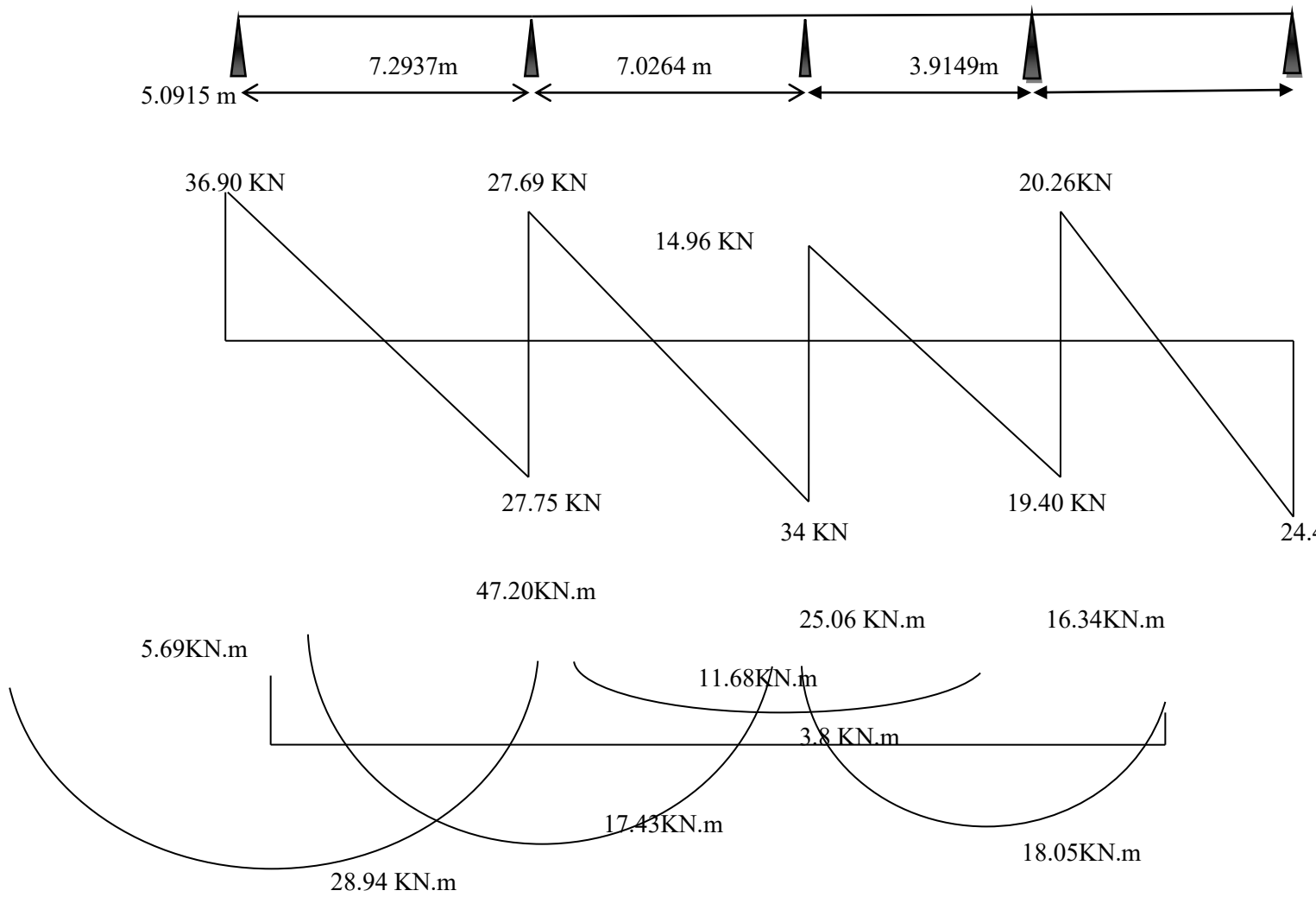
**Tableau V. 11: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	Appui	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	TW (KN)	Te (KN)
01	A-B	7.29	38.28	A	-8.31	20.67	26.24	-19.34
	B-C	7.03	34.55	B	-33.46	12.92	19.73	-24.18
	C-D	3.91	17.85	C	-17.83	-2.76	10.65	-13.82
	D-E	5.09	20.25	D	-11.63	12.41	14.42	-17.40
			E	-4.05				

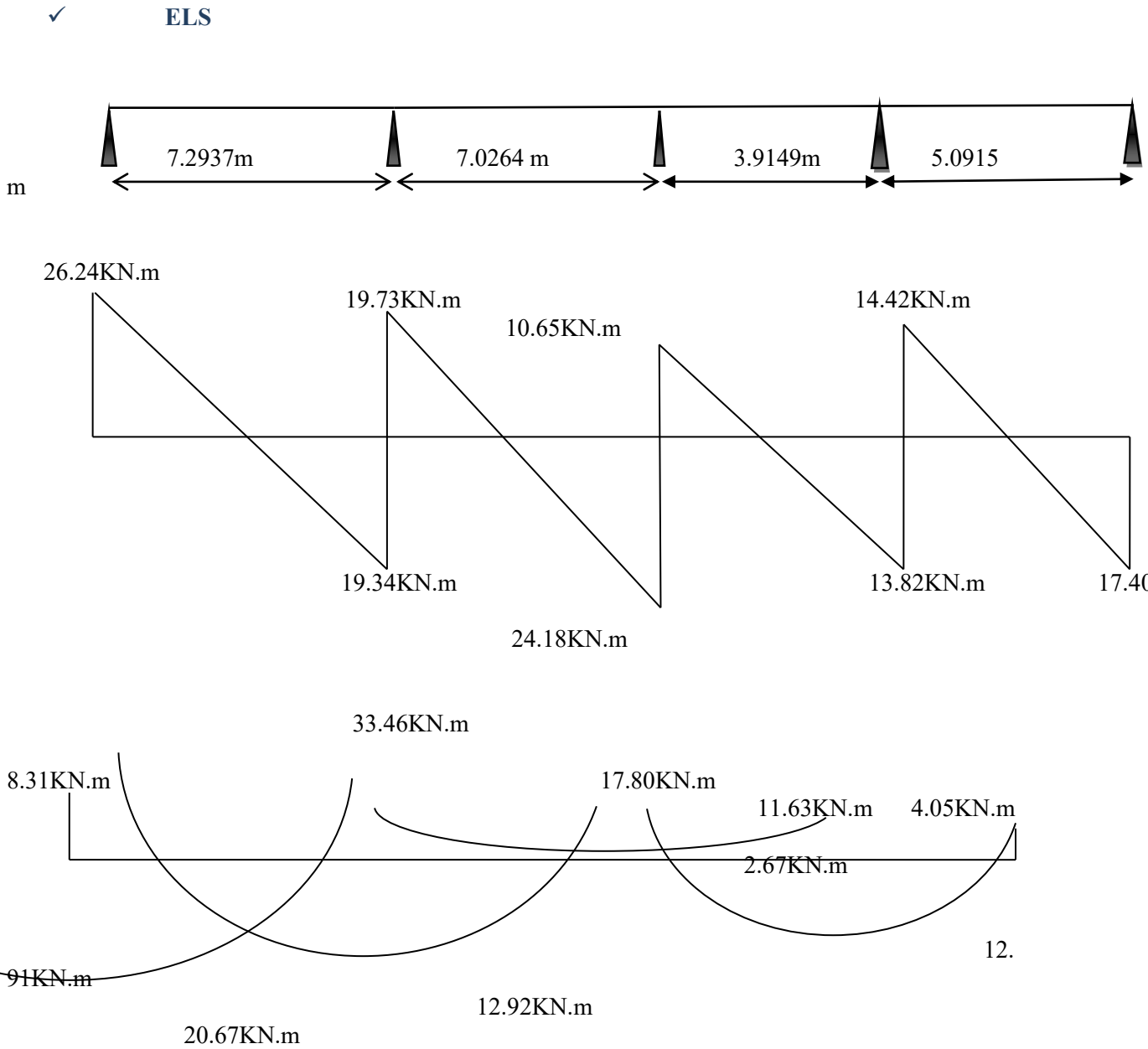
02	A-B	7.00	38.28	A	7.66	30.00	20.23	-23.51
	B-C	7.00	38.28	B	19.14	26.00	22.42	-21.33
	C-D	7.00	38.28	C	15.31	25.00	21.21	-22.53
	D-E	7.14	39.83	D	19.91	31.00	23.98	-20.64
				E	7.91			

**Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :**

✓ **ELU**



**Figure V. 10: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU**



**Figure V. 11 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS.**

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes:

**Tableau V. 12: les sollicitations maximales.**

	ELU	ELS
Mtravéemax	43.00KN.m	31.00KN.m
Mappuimax	47.20KN.m	33.46KN.m
Tmax	36.90KN	

**a-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure On calcule le moment équilibré par la table :

$$M_t = b h_0 \sigma_{bc} (d - h_0/2) = M_{tb} = 65 \times 5 \times 14.17 \times (27 - 5/2) \times 10^{-3} = 112.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 43 < 112.83 \text{ KN.m}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression dans l'appui et la travée. Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ». Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b x ht) en flexion simple.

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h_t = 30 \text{ cm}; h_0 = 5 \text{ cm}; d = 27 \text{ cm}; \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa.}$$

Les résultats dans le tableau :

**Tableau V. 13: Ferrailage longitudinal des poutrelles.**

	$M_U (\text{KN.m})$	$\mu_u$	$\mu_l$	$Z_b (\text{cm})$	A ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	Choix des barres	( $\text{cm}^2$ ) $A_{ad}$ p
Travée	43.00	0,064	0,392	26.11	4.73	2.12	<b>2T14</b>	6.16
Appui	47.20	0,380	0,392	20.11	6.74	2.12	<b>2T20+1T16</b>	8.29

**b- Vérification des contraintes à I.E.L.S:**

Les résultats dans le tableau :

**Tableau V. 14: Tableau 4.12: vérification des contraintes.**

	M (KN.m)	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	I ( $\text{cm}^4$ )	Remarque
Travée	31.00	5.76	6.61	27013.24	Condition vérifiée
Appui	33.46	12.40	19.67	21087.55	Condition non vérifiée

**b-Calcul Armatures transversales(At) :****b-1 Diamètre des armatures At:**

Le diamètre: – D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\varphi t \leq \min ( h / 35 [mm]; b_0 / 10 [mm]; \varphi L)$$

$$\varphi t \leq \min ( 300 / 35 [mm]; 120 / 10 [mm]; 10)$$

$$\varphi t \leq \min ( 8.57 [mm]; 12 [mm]; 10) = 8.57 \approx 8mm \rightarrow \varphi t = 8mm.$$

**Le choix est de  $\Phi 8$  comme armature transversales.  $At = 2 \times \Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$**

**b-2 Calcule des espacements:**

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

❖ Zone nodale

$$St \leq \min (h/4, 12 \times \Phi t_{min}, 30 ) (\Phi t_{min} = 1 \text{ cm}^2)$$

$$St \leq 7.5 \Rightarrow St = 5 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :  $L = 2 \times h = 60 \text{ cm}$

❖ Zone courante

$$St \leq h/2$$

$$St \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow St = 15$$

**Condition de non fragilité**

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le: FeE235

$$\frac{At \times f_e}{St \times b} \geq \max\left(\frac{T_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{1.01 \times 10^{-4} \times 235}{0.15 \times 0.12} \geq \max\left(\frac{T_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right)$$

1.31 MPa > 0.4 MPa Condition vérifiée.

**3. vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{max} = 36.90 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{36.90 \times 10^3}{120 \times 270} = 1.14 \text{ MPa.}$$

Pas de risque de cisaillement

$$\bar{\tau}_u \leq \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \bar{\tau}_u \leq \min(3.33, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**1. Vérification au glissement :**

$$T_u - (M_u / 0.9 \times d) \leq 0 \text{ avec } (T_u = 36.90 \text{ KN} ; M_u = 47.20 \text{ KN.m}).$$

$-157.34 < 0$  .....condition vérifiée.

### **d-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:**

$$T_{max} = 36.90 \text{ kN}$$

$$M_{appui} = 47.20 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{47.20}{0,9 \times 27 \times 10^{-2}} = 194.24 \text{ kN}$$

$$F_u = 194.24 \text{ kN} > T_u = 36.90 \text{ kN} ;$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

### **e-Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 36.90 kN ;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi \Phi = \pi \times 1 = 3,14$  cm

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

### **2. Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$h_t / L \geq 1 / 22,5 \Leftrightarrow 30 / 729.37 \geq 1 / 22,5 \Leftrightarrow 0,043 < 0,044 ; \text{Condition non vérifiée}$$

$$h_t / L \geq M_{ser} / 15 \times M_0 \text{ ser} \Leftrightarrow 30 / 729.37 = 0,043 < 33.46 / 15 \times 39.83 = 0,056 ; \text{Condition non vérifiée}$$

$$A_s / b_0 d \leq 3.6 / f_e \Leftrightarrow 4.21 / 12 \times 27 = 0,012 > 3.6 / 400 = 0,009 ; \text{Condition non vérifiée}$$

Puisque la dernière condition n'est pas satisfaite ; donc on passe au calcul de la flèche

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_f}$$

$F_i$ : flèche due aux charges de faible durée d'application.

$F_v$ : flèche due aux charges de longue durée d'application

$$\text{Avec: } E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_c/28)^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$f \leq f_{adm}$  avec :

$$f_{adm} = \frac{L_{max}}{400} = \frac{729,37 \times 10}{400} = 18,22 \text{ mm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot A_s \cdot 10^{-4} (h/2 - d')^2 =$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,3^3}{12} + 15 \times 4,20 \times 10^{-4} (0,3/2 - 0,03)^2 = 1,553 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 1553 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$= \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{4,21 \cdot 10^{-4}}{0,05 \cdot 2,1} = 0,01$$

$$\lambda_i = \frac{0,01 \cdot (2 + 3 \cdot 0,12/0,65)}{1,75 \cdot 2,1} = 4,11$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,01 \cdot 348 + 2,1} = 0,77$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + (\lambda_i \cdot \mu)} = 410 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \text{ Inertie fissure}$$

$$f_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{31 \cdot 10^6 \cdot 7293,7^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 410 \cdot 10^6} = 12,50 \text{ mm}$$

Donc  $f = 12,50 \text{ mm} < f_{adm} = 18,22 \text{ mm}$ .....condition vérifiée.

#### **4. Etude de la dalle de compression** : (BAEL 91/B.6.8,423)

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

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

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**).

#### **1\)-Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

➤ Si  $s_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$  doit être au moins



égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

➤ Si :  $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$  doit être au moins égale :

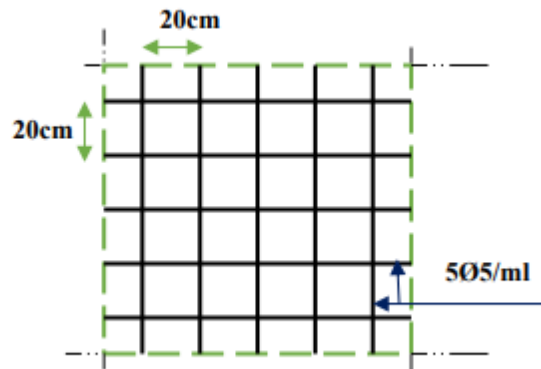
$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{L_1}{f_e} \times 4$$

Avec :  $L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65 \text{ cm}$ ).

$A_{\perp \text{ nervures}}$ : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

$f_e = 520 \text{ MPa}$  ( $f_e$ : limite élastique des aciers utilisées).

Quadrillage de treilles soudé (TLE 520).



*Figure V. 12: Ferrailage de la dalle de compression.*

### V.3.1 Dimensionnement des poutrelles

#### Bloc B6 :

Le bloc B6 sera construit en utilisant principalement des planchers à corps creux dans les parties courantes. Ces planchers sont composés de corps creux, de treillis soudé, d'une dalle de compression et de poutrelles.

**Tableau V. 15: Tableau récapitulatif :**

Epaisseur de la dalle de compression	5 cm
Epaisseur de l'entrevous	25 cm
La largeur $b_0$ des nervures	12cm
Entraxe des nervures	65 cm

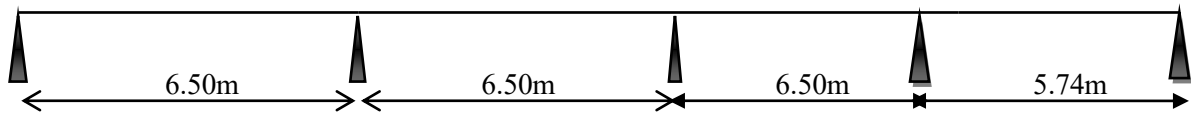
Donc on a des poutrelles de :  $ht = 30\text{cm}$ .  $b_0 = 12\text{cm}$ .  $h_0 = 5\text{cm}$

**V.3.1.1 Méthode de calcul des sollicitations**

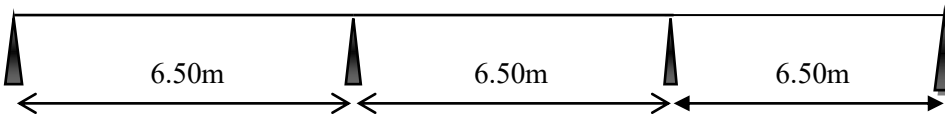
La méthode utilisée pour le calcul des poutres continues en béton armé est :  
Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) (voir annexe).

**Les différents types de poutrelles :**

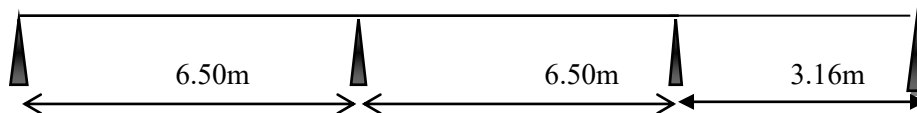
**Type 1 :**



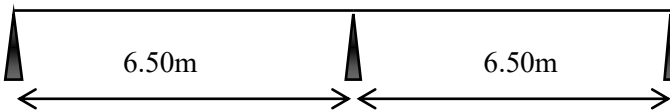
**Type 2 :**



**Type 3:**



**Type 4:**



**Figure V. 13: Types de poutrelles**

On a étudié type 1 :

\* 1<sup>er</sup> condition :

- Plancher terrasse : On a :  $G = 7.21\text{KN/m}^2$   $Q = 1\text{KN/m}^2$

$1 \leq \min(14.42 \text{ et } 5) / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{C. Vérifiée}$

- Plancher étage courant : On a :  $G = 6.10\text{KN/m}^2$   $Q = 3.5\text{KN/m}^2$

$3.5 \leq \min(12.20 \text{ et } 5) / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{C. Vérifiée}$

\* 2 ème condition :

$$- 0.8 \leq \frac{650}{650} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots C. \text{ Vérifiée}$$

$$- 0.8 \leq \frac{650}{574} = 1.13 \leq 1.25 \dots\dots\dots C. \text{ Vérifiée}$$

\* 3 ème condition : I= constante.....C. Vérifiée

\* 4 ème condition : FNP.....C. Vérifiée

**Donc on applique la méthode forfaitaire pour tous les types de poutrelles.**

3\ -Charge et surcharge et La combinaison de charge :

**Tableau V. 16:Combinaison des charges.**

	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	g=0.65G(KN/m)	q=0.65Q(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)
<b>Terrasses</b>	7.21	1	4.69	0.65	7.31	5.34
<b>Etage courant+ RDC</b>	6.10	3.5	3.97	2.28	8.78	6.25

ELU:  $q_u = (1,35g + 1,5q)$



Avec :  $g=0.65G / q=0.65Q$

ELS:  $q_{ser} = (g + q)$

**Conclusion :**

Le plancher Etage courant+ RDC est le plus sollicité

$q_u = 8.78 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = 6.25 \text{ KN/m}$

**1. Calcul des efforts internes :**

**Moment isostatique :**

**Tableau V. 17: Efforts internes.**

	ELU : $M_{u0}$ [KN.m]	ELS : $M_{ser0}$ [KN.m]
Poutrelle de 6.50m	46.37	33.00
Poutrelle de 6.50m	46.37	33.00
Poutrelle de 6.50m	46.37	33.00
Poutrelle de 5.74m	36.16	25.74

Appliquant la méthode **forfaitaire** les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-après :

✓ **À ELU**

**Moment isostatique :**

$$M_{0AB} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{8.78 \times 6.5^2}{8} = 46.37 \text{ KN.m}, \quad M_{0CD} = \frac{8.78 \times 5.74^2}{8} = 36.16 \text{ KN.m},$$

$$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = 46.37 \text{ kN.m} \quad M_{0DE} = 36.16 \text{ kN.m}$$

**Calcul du coefficient  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3.5}{6.10+3.5} = 0.36$$

**Calcul moment en travée**

$$M_t \geq \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0) - M_w + M_e/2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB_1} \geq \max(1.05M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}) - M_A + M_B/2 \\ M_t^{AB_1} \geq \max(1.05 \times 46.37; (1 + 0.3 \times 0.36)46.37) - 9.27 + 23.18/2 \\ M_t^{AB_1} \geq \max(48.69; 51.38) - 32.45/2 = 51.38 - 16.22 = 35.15 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB_2} \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_{0AB}/2 = (1.2 + 0.3 \times 0.36)46.37/2 = 30.32 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq \max(M_t^{AB_1}, M_t^{AB_2}) \geq 35.15 \text{ kn} \end{array} \right.$$

On adopte :  **$M_t^{AB} = 36 \text{ KN.m}$**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC_1} \geq \max(1.05M_{0BC}; (1 + 0.3\alpha)M_{0BC}) - M_B + M_C/2 \\ M_t^{BC_1} \geq \max(1.05 \times 46.37; (1 + 0.3 \times 0.36)46.37) - (23.18 + 18.55)/2 \\ M_t^{BC_1} \geq \max(48.69; 51.38) - (41.73)/2 = 51.38 - 20.86 = 30.52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t^{BC_2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{0BC}/2 = (1 + 0.3 \times 0.36)46.37/2 = 25.69 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \max(M_t^{BC_1}, M_t^{BC_2}) \geq 30.51 \text{ kn}$$

On adopte :  **$M_t^{BC} = 31 \text{ KN.m}$**

$$M_t^{CD_1} \geq \max(1.05M_{0CD}; (1 + 0.3\alpha)M_{0CD}) - M_C + M_D/2$$

$$M_t^{CD_1} \geq \max(1.05 \times 46.37; (1 + 0.3 \times 0.36)46.37) - (18.55 + 23.18)/2$$

$$M_t^{CD_1} \geq \max(48.69; 51.38) - (41.73)/2 = 51.38 - 20.86 = 30.52 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD_2} \geq (1 + 0.3a)M_0CD/2 = (1 + 0.3 \times 0.36)46.37/2 = 25.69 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD_2} \geq \max(M_t^{CD_1}, M_t^{CD_2}) \geq 30.52 \text{ kn}$$

On adopte :  $M_t^{CD} = 31 \text{ KN.m}$

$$M_t^{DE_1} \geq \max(1.05M_0DE; (1 + 0.3a)M_0DE) - MD + ME/2$$

$$M_t^{DE_1} \geq \max(1.05 \times 36.16; (1 + 0.3 \times 0.36)36.16) - (23.18 + 7.32)/2$$

$$M_t^{DE_1} \geq \max(37.97; 40.06) - (30.5)/2 = 40.06 - 15.25 = 24.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE_2} \geq (1.2 + 0.3a)M_0DE/2 = (1.2 + 0.3 \times 0.36)36.16/2 = 23.65 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE_2} \geq \max(M_t^{BC_1}, M_t^{BC_2}) \geq 24.81 \text{ kn}$$

On adopte :  $M_t^{DE} = 25 \text{ KN.m}$

#### -calcul des efforts tranchants :

- Travée AB :

$$TA = MA - MB / l + ql / 2 = 26.40 \text{ KN}$$

$$TB = MA - MB / l - ql / 2 = -30.68 \text{ KN}$$

- Travée BC :

$$TB = MB - MC / l + ql / 2 = 29.25 \text{ KN}$$

$$TC = MB - MC / l - ql / 2 = -27.82 \text{ KN}$$

- Travée CD :

$$TB = MC - MD / l + ql / 2 = 27.82 \text{ KN}$$

$$TC = MC - MD / l - ql / 2 = -29.25 \text{ KN}$$

- Travée DE :

$$TB = MD - ME / l + ql / 2 = 27.96 \text{ KN}$$

$$TC = MD - ME / l - ql / 2 = -22.43 \text{ KN}$$

#### Moment en appuis:

Appui	A	B	C	D	E
Mapp	0.2M0AB	max 0.5 (M0AB ,M0BC )	max 0.4 (M0BC, M0CD)	max 0.5 (M0CD, M0DE)	0.2M0DE
ELU	9.27	23.18	18.55	23.18	7.32

**Tableau V. 18: Moment en appuis ELU.**

## 2. Calcul des efforts internes :

Appliquant la méthode **forfaitaire** les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-après :

✓ À ELU

$$M0AB= M0BC= M0CD= 46.37 \text{ kN.m} \quad M0DE= 36.16 \text{ kN.m}$$

**Tableau V. 19: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU**

Travée	L(m)	Appui	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	TW (KN)	Te (KN)
A-B	6.50	A	9.27	36	26.40	-30.68
B-C	6.50	B	23.18	31	29.25	-27.82
C-D	6.50	C	18.55	31	27.82	-29.25
D-E	5.74	D	23.18	25	27.96	-22.43
		E	7.32			

✓ À ELS

### Moment isostatique :

$$M0AB= = \frac{Q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{6.25 \times 6.5^2}{8} = 28.12 \text{ KN.m}, \quad M0DE= \frac{6.25 \times 5.74^2}{8} = 18.76 \text{ KN.m},$$

$$M0AB= M0BC= M0CD= 33.00 \text{ kN.m} \quad M0DE= 25.74 \text{ kN.m}$$

### Calcul du coefficient $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3.5}{6.10+3.5} = 0.36$$

**Calcul moment en travée**

$$M_t \geq \max(1.05M_0; (1 + 0.3a)M_0) - M_w + M_e/2$$

$$\begin{cases} M_t^{AB_1} \geq \max(1.05M_{0AB}; (1 + 0.3a)M_{0AB}) - M_A + M_B/2 \\ M_t^{AB_1} \geq \max(1.05 \times 33; (1 + 0.3 \times 0.36)33) - 6.6 + 16.5/2 \\ M_t^{AB_1} \geq \max(34.65; 36.56) - 23.1/2 = 36.56 - 11.55 = 25.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^{AB_2} \geq (1.2 + 0.3a)M_{0AB}/2 = (1.2 + 0.3 \times 0.36)33/2 = 21.58 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \max(M_t^{AB_1}, M_t^{AB_2}) \geq 25.01 \text{ kn}$$

On adopte :  **$M_t^{AB} = 25 \text{ KN.m}$**

$$\begin{cases} M_t^{BC_1} \geq \max(1.05M_{0BC}; (1 + 0.3a)M_{0BC}) - M_B + M_C/2 \\ M_t^{BC_1} \geq \max(1.05 \times 33; (1 + 0.3 \times 0.36)33) - (16.50 + 13.2)/2 \\ M_t^{BC_1} \geq \max(34.65; 36.56) - (29.7)/2 = 36.56 - 14.85 = 21.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^{BC_2} \geq (1 + 0.3a)M_{0BC}/2 = (1 + 0.3 \times 0.36)33/2 = 18.28 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \max(M_t^{BC_1}, M_t^{BC_2}) \geq 21.71 \text{ kn}$$

On adopte :  **$M_t^{BC} = 22 \text{ KN.m}$**

$$M_t^{CD_1} \geq \max(1.05M_{0CD}; (1 + 0.3a)M_{0CD}) - M_C + M_D/2$$

$$M_t^{CD_1} \geq \max(1.05 \times 33; (1 + 0.3 \times 0.36)33) - (13.2 + 16.5)/2$$

$$M_t^{CD_1} \geq \max(34.65; 36.56) - (29.7)/2 = 36.56 - 14.85 = 21.71 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD_2} \geq (1 + 0.3a)M_{0CD}/2 = (1 + 0.3 \times 0.36)33/2 = 18.28 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \max(M_t^{CD_1}, M_t^{CD_2}) \geq 21.71 \text{ kn}$$

On adopte :  **$M_t^{CD} = 22 \text{ KN.m}$**

$$M_t^{DE_1} \geq \max(1.05M_{0DE}; (1 + 0.3a)M_{0DE}) - M_D + M_E/2$$

$$M_t^{DE_1} \geq \max(1.05 \times 25.74; (1 + 0.3 \times 0.36)25.74) - (16.5 + 5.15)/2$$

$$M_t^{DE_1} \geq \max(27.03; 28.52) - (21.65)/2 = 28.52 - 10.82 = 17.69 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE_2} \geq (1.2 + 0.3a)M_{0DE}/2 = (1.2 + 0.3 \times 0.36)25.74/2 = 16.83 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \max (M_t^{BC_1}, M_t^{BC_2}) \geq 17.69 \text{kn}$$

On adopte :  $M_t^{DE} = 18 \text{ KN.m}$

**Tableau V. 20: Moment en appuis ELS.**

Appui	A	B	C	D	E
Mapp	0.2M0AB	max 0.5 (M0AB ,M0BC )	max 0.4 (M0BC, M0CD)	max 0.5 (M0CD, M0DE)	0.2M0DE
ELS	6.6	16.5	13.2	16.5	5.15

**calcul des efforts tranchants :**

- Travée AB :

$$TA = MA - MB / l + ql / 2 = 18.79 \text{KN}$$

$$TB = MA - MB / l - ql / 2 = -21.83 \text{KN}$$

- Travée BC :

$$TB = MB - MC / l + ql / 2 = 20.82 \text{KN}$$

$$TC = MB - MC / l - ql / 2 = -19.80 \text{KN}$$

- Travée CD :

$$TB = MC - MD / l + ql / 2 = 19.80 \text{KN}$$

$$TC = MC - MD / l - ql / 2 = -20.82 \text{KN}$$

- Travée DE :

$$TB = MD - ME / l + ql / 2 = 19.91 \text{KN}$$

$$TC = MD - ME / l - ql / 2 = -15.96 \text{KN}$$

**Moment en appuis**

✓ **À ELS**

$$M0AB = M0BC = M0CD = 33.00 \text{ kN.m}$$

$$M0DE = 25.74 \text{ kN.m}$$

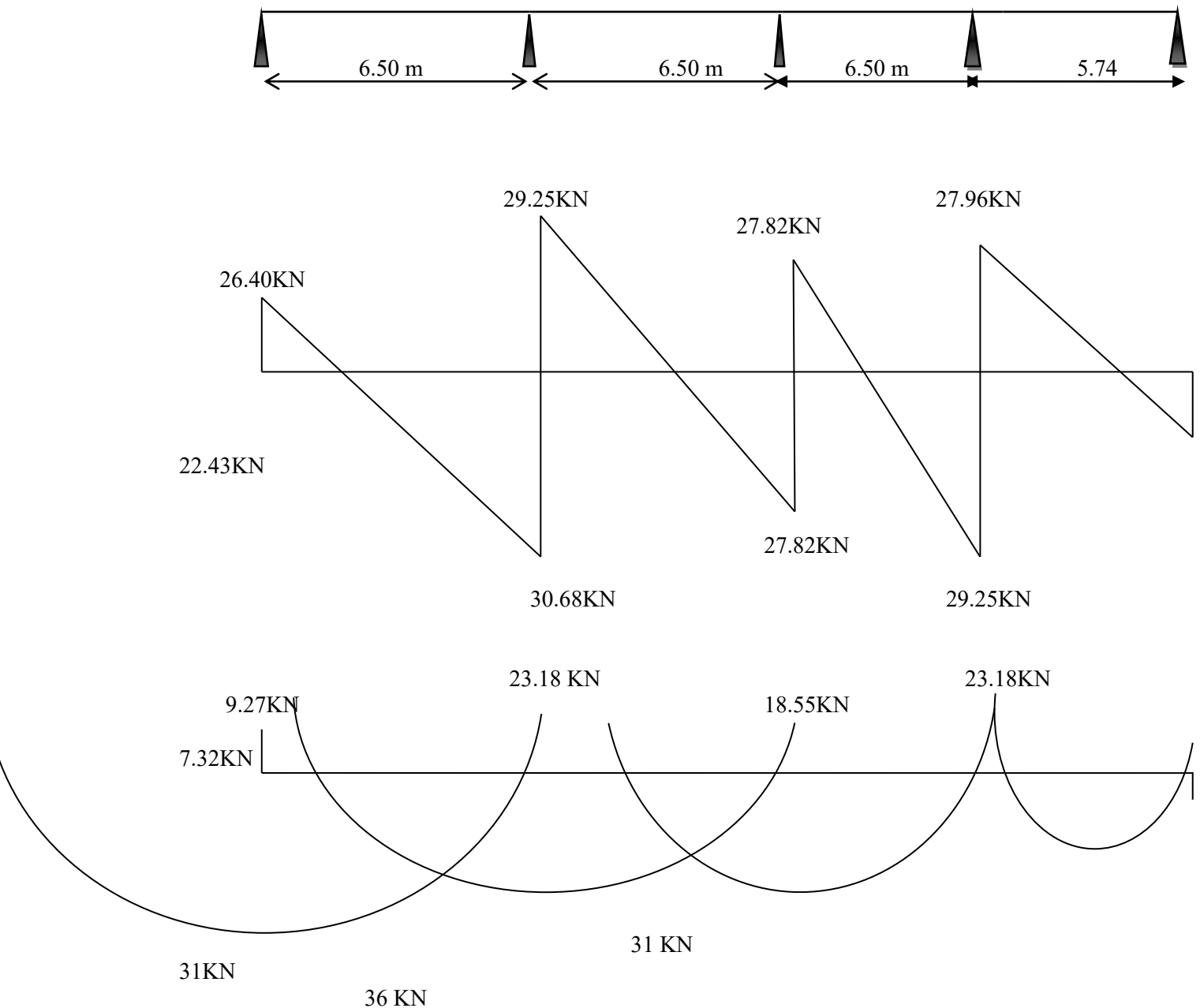


**Tableau V. 21: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS**

Travée	L(m)	Appui	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	TW (KN)	Te (KN)
A-B	6.50	A	6.6	25	18.79	-21.83
B-C	6.50	B	16.5	22	20.82	-19.80
C-D	6.50	C	13.2	22	19.80	-20.82
D-E	5.74	D	16.5	18	19.91	-15.96
		E	5.15			

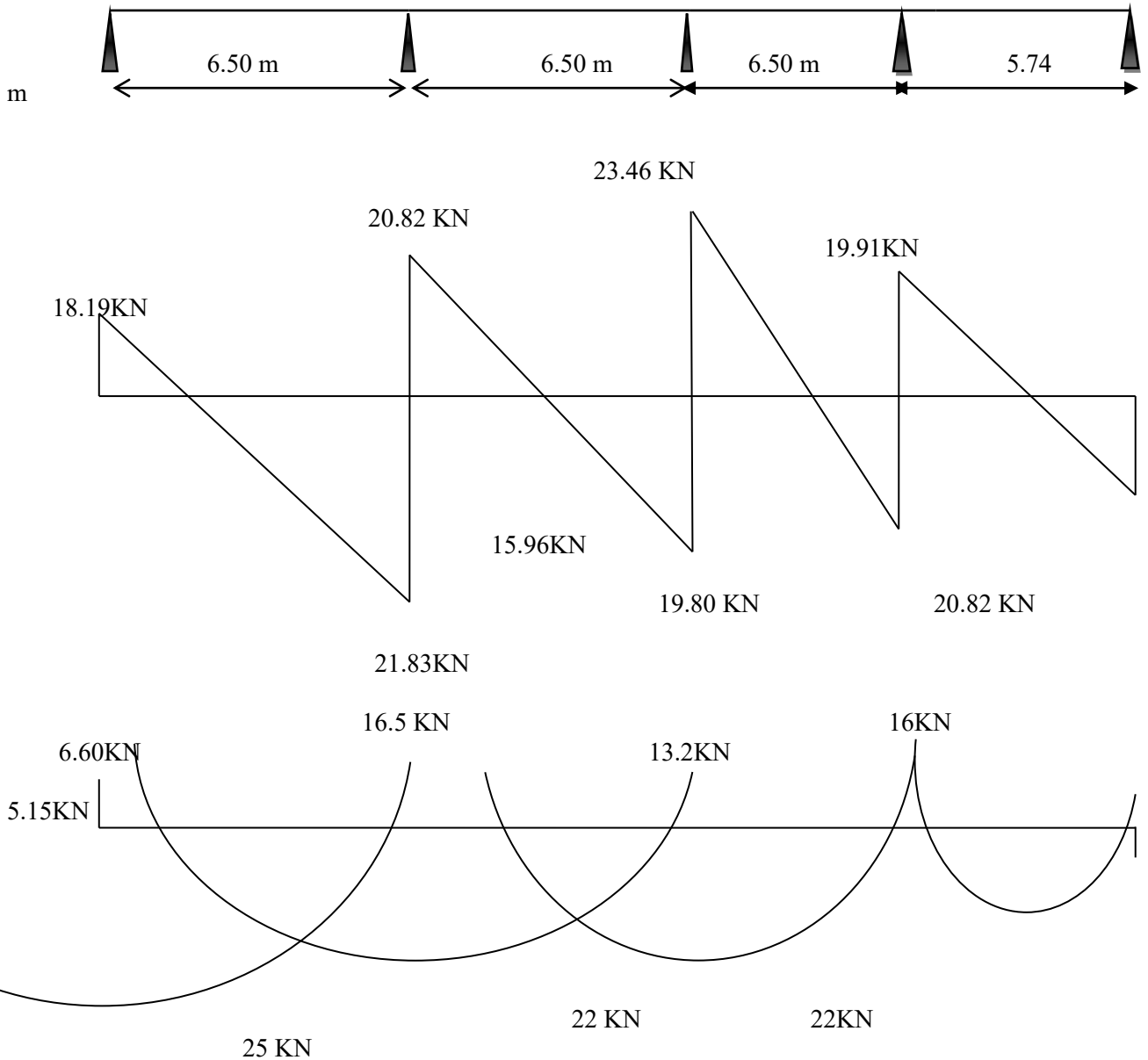
**Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :**

\* **ELU :**



**Figure V. 14: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU**

✓ ELS



**Figure V. 15: Diagramme des efforts moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS**

**a-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**

\* En travée (armatures inférieures) :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure On calcule le moment équilibré par la table :

$$M_t = b h_0 \sigma_{bc} (d - h_0/2) = M_{tb} = 65 \times 5 \times 14.17 \times (27 - 5/2) \times 10^{-3} = 112.83 \text{ kN.m}$$

$$M_{tmax} = 36 < 112.83 \text{ kN.m}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression dans l'appui et la travée.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table " b ". Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( b x ht ) en flexion simple.

$$b=65\text{cm}; b_0 =12\text{cm} ; ht =30\text{cm}; h_0 =5\text{cm}; d=27\text{cm} ; \sigma_{bc}=14.17\text{MPa}.$$

### Vérification de l'existence des armatures comprimées :

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension ( ht × b0 ) = ( 65 × 30 )

$$M_{t \max} = 36 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{36 \times 10^3}{14.17 \times (27)^2 \times 65} = 0,054 < 0,392 \Rightarrow A' s = 0$$

$\mu = 0,054 \rightarrow \beta = 0,972$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}.$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36 \times 10^3}{0,972 \times 27 \times 348} = 3,94 \text{ cm}^2$$

### a-Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23 \text{ Fe}}{\text{Fe}} = \frac{65 \times 27 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 2,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptive}} = \text{Max} (A_s; A_{s \min}) = 3,94 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T14 ;  $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$

\* Sur appuis:

Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension ( ht × b0 ) = ( 12 × 30 )

$$M_{\text{appuimax}} = 23,18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23,18 \times 10^3}{12 \times (27)^2 \times 14,17} = 0,186 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s' = 0$$

$\mu = 0,186 \rightarrow \beta = 0,896$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23,18 \times 10^3}{0,896 \times 27 \times 348} = 2,75 \text{ cm}^2$$

**a-Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{65 \times 27 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptive}} = \text{Max} (A_{st}; A_{s \min}) = 2.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } 1T14 \text{ (filante)} + 1T14 \text{ (chapeau)} = 3.08 \text{ cm}^2$$

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion (voir annexe), on aura :

Les résultats dans le tableau :

**Tableau V. 22: Ferrailage longitudinal des poutrelles.**

	$M_U(\text{KN.m})$	$\mu_u$	$\mu_l$	$Z_b(\text{cm})$	A ( $\text{cm}^2$ )	( $\text{cm}^2$ )	Choix des barres	( $\text{cm}^2$ ) $A_{ad}$ $p$
Travée	36	0.054	0,392	26.22	3.94	2.12	<b>3T14</b>	4.62
Appui	23.18	0.186	0,392	25.48	2.75	2.12	<b>2T14</b>	3.08

**b- Vérification des contraintes à I.E.L.S:**

\* En travée :

$$M_{t\max} (\text{ser}) = 25 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.71 \text{ cm}^2$$

**d- Position de l'axe neutre:**

La distance "y" est définie comme la distance entre le centre de gravité d'une section homogène "s" et la fibre la plus comprimée de cette section.

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

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0.$$

$$32.5y^2 - 15 \times 2.71 \times (27 - y) = 0$$

$$y = 5.22 \text{ cm} \text{ L'axe neutre tombe dans la table de compression}$$

**e- Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{65}{3} \times 5.22^3 + 15 \times 2.71 (27 - 5.22)^2 = 22364.87 \text{ cm}^4$$

**f- Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{25 \times 10^3}{22364.87} \times 5.22 = 5.83 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu.

\* En appuis intermédiaire :

$$M_{ai}(ser) = 16.5 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1.89 \text{ cm}^2$$

**d- Position de l'axe neutre:**

La distance "y" est définie comme la distance entre le centre de gravité d'une section homogène "s" et la fibre la plus comprimée de cette section.

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

$$b = 12 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0.$$

$$6y^2 - 15 \times 1.89 \times (27 - y) = 0$$

$$y = 9.18 \text{ cm} \text{ L'axe neutre tombe dans la table de compression}$$

**e- Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{12}{3} \times 9.18^3 + 15 \times 1.89 \times (27 - 9.18)^2 = 12097.09 \text{ cm}^4$$

**f- Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{16.5 \times 10^3}{12097.09} \times 9.18 = 12.52 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 12.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu.

**Tableau V. 23: vérification des contraintes.**

	M (KN.m)	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	I (cm <sup>4</sup> )	Remarque
Travée	25.00	5.22	5.83	22364.87	Condition vérifiée
Appui	16.50	9.18	12.52	12097.09	Condition vérifiée

**b-Calcul Armatures transversales(At) :****b-1 Diamètre des armatures At:**

Le diamètre: – D’après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\varphi t \leq \min ( h / 35 [mm]; b_0 / 10 [mm]; \varphi L)$$

$$\varphi t \leq \min ( 300 / 35 [mm]; 120 / 10 [mm]; 10)$$

$$\varphi t \leq \min ( 8.57 [mm]; 12 [mm]; 10) = 8.57 \approx 8mm \rightarrow \varphi t = 8mm.$$

**Le choix est de  $\Phi 8$  comme armature transversales.  $At = 2 \times \Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$**

**b-2 Calcule des espacements:**

D’après le R.P.A 99 V2003 on a :

❖ Zone nodale

$$St \leq \min ( h/4, 12 \times \Phi t_{min}, 30 ) (\Phi t_{min} = 1 \text{ cm}^2)$$

$$St \leq 7.5 \Rightarrow St = 5cm$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :  $L = 2 \times h = 60 \text{ cm}$

❖ Zone courante

$$St \leq h/2$$

$$St \leq 15cm \Rightarrow St = 15$$

**Condition de non fragilité**

L’acier utilisé pour les armatures transversales est le: FeE235

$$\frac{At \times f_e}{St \times b_0} \geq \max\left(\frac{T_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{1.01 \times 10^{-4} \times 235}{0.15 \times 0.12} \geq \max\left(\frac{T_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{1.01 \times 10^{-4} \times 235}{0.15 \times 0.12} = 1.31 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**3. vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{max} = 30.67 \text{ KN. m}$$

$$T_u = 30.68 \times 10^3$$

$$\tau\mu = \frac{T}{b0 \times d} = \frac{30.68}{120 \times 270} = 0.95 \text{ MPa.}$$

Pas de risque de cisaillement

$$\bar{\tau} u \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \bar{\tau} u \min(3.33, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau\mu = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau} u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### **d-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:**

$$T_{max} = 30.68 \text{ kN}$$

$$M_{appui} = 23.18 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{23.18}{0,9 \times 27 \times 10^{-2}} = 95.39 \text{ kN}$$

$$F_u = 95.39 \text{ kN} > T_u = 30.68 \text{ kN} ;$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

#### **e-Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 30.68 kN ;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14$  cm

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

#### **4. Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$h_t / L \geq 1 / 22,5 \Leftrightarrow 30 / 650 \geq 1 / 22,5 \Leftrightarrow 0,046 > 0,044 ; \text{Condition vérifiée}$$

$$h_t / L \geq M_{ser} / 15 \times M_0 \text{ ser} \Leftrightarrow 30 / 650 = 0,046 > 16,5 / 15 \times 33 = 0,039 ; \text{Condition vérifiée}$$

$$A_s / b_0 d \leq 3,6 / f_e \Leftrightarrow 2,71 / 12 \times 27 = 0,0083 \leq 3,6 / 400 = 0,009 ; \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions préliminaires sont satisfaites donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

**Etude de la dalle de compression :**

(BAEL 91/B.6.8,423)

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

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

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**).

1\)-Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

➤ Si :  $l_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$  doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

➤ Si :  $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$  doit être au moins égale :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4x \frac{L_1}{f_e}$$

Avec :  $L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65 \text{ cm}$ ).

$A_{\perp \text{ nervures}}$ : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

$F_e = 520 \text{ MPa}$  ( $F_e$ : limite élastique des aciers utilisées).



Quadrillage de treilles soudé (TLE 520).

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

Soit :  $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

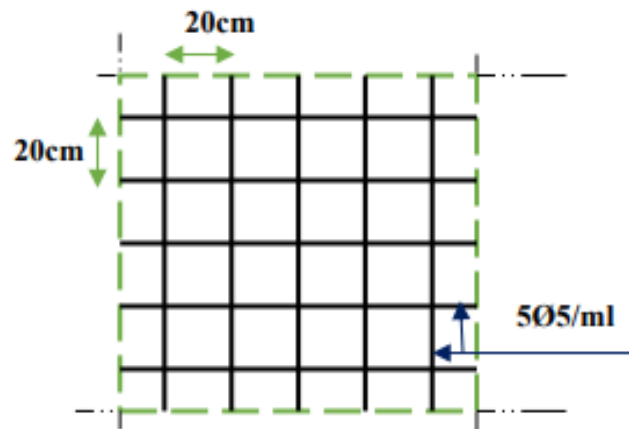
2\ - Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit :  $A_{//} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520)

de dimension ;  $(5 \times 5 \times 200 \times 200)$ .



*Figure V. 16: Ferrailage de la dalle de compression*

**Dimensionnement des poutrelles :****Bloc B5 :**

**Remarque :** la méthode de calcul utilisée pour le bloc B6 a été appliquée de manière similaire pour les blocs B4 et B5.

Le bloc B5 sera construit en utilisant principalement des planchers à corps creux dans les parties courantes. Ces planchers sont composés de corps creux, de treillis soudé, d'une dalle de compression et de poutrelles.

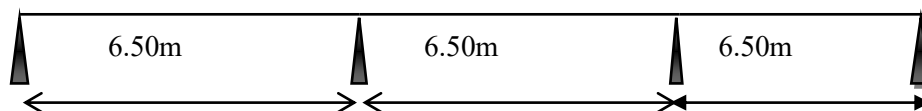
**Tableau V. 24: Tableau récapitulatif :**

Epaisseur de la dalle de compression	5 cm
Epaisseur de l'entrevous	25 cm
La largeur $b_0$ des nervures	12cm
Entraxe des nervures	65 cm

Donc on a des poutrelles de :  $ht = 30\text{cm}$ .  $b_0 = 12\text{cm}$ .  $h_0 = 5\text{cm}$

**Méthode de calcul des sollicitations :**

La méthode utilisée pour le calcul des poutres continues en béton armé est :  
Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) (voir annexe).

**Les différents types de poutrelles :****On a un seul type :****Type 1 :**

**Figure V. 17 : Types de poutrelles**

Donc on applique la méthode forfaitaire pour tous les types de poutrelles.

**3\ -Charge et surcharge et La combinaison de charge :**

**Tableau V. 25: Combinaison des charges**

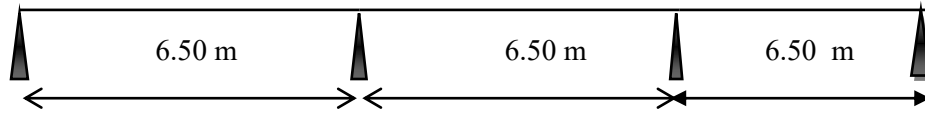
	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	$g=0.65G$ (KN/m)	$q=0.65Q$ (KN/m)	(KN/m)	(KN/m)
<b>Terrasses</b>	7.21	1	4.69	0.65	7.31	5.34
<b>Etage courant+ RDC</b>	6.10	3.5	3.97	2.28	8.78	6.25

**Conclusion :**

Le plancher Étage courant+ RDC est le plus sollicité

$$q_u = 8.78 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = 6.25 \text{ KN/m}$$

**Calcul**

✓ À ELU

**Tableau V. 26: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU**

Travée	L(m)	Appui	Ma (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	Mt (KN.m)	TW (KN)	Te (KN)
A-B	6.50	A	9.27	46.37	36	26.40	-30.68
B-C	6.50	B	23.18	46.37	30	28.54	-28.54
C-D	6.50	C	23.18	46.37	36	30.68	-26.40
		D	9.27				

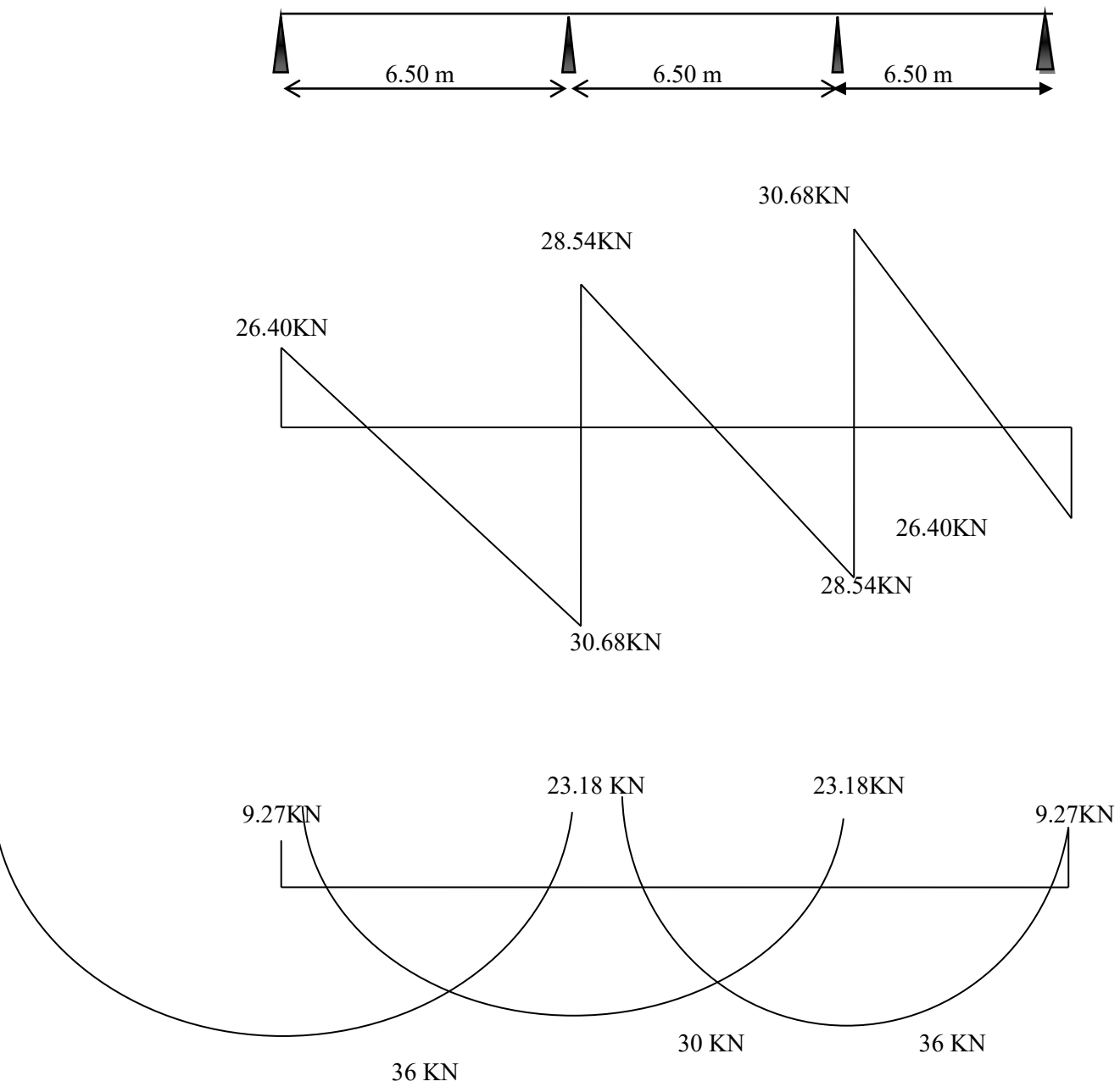
✓ À ELS

**Tableau V. 27: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS**

Travée	L(m)	Appui	Ma (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	Mt (KN.m)	TW (KN)	Te (KN)
A-B	6.50	A	6.6	33.00	25	18.79	-21.83
B-C	6.50	B	16.5	33.00	20	20.31	-20.31
C-D	6.50	C	16.5	33.00	25	21.83	-18.79
		D	6.6				

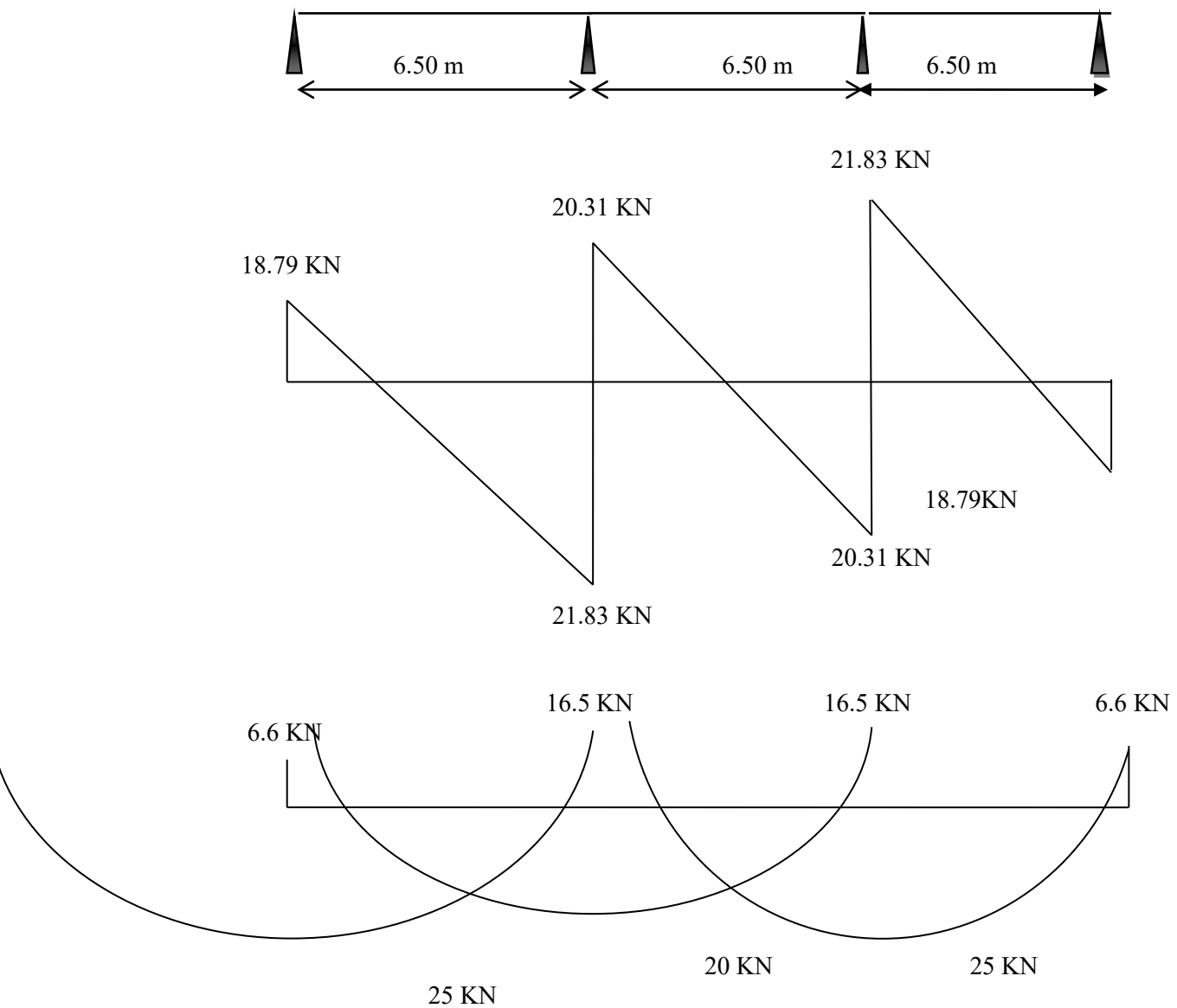
**Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :**

\* **ELU :**



**Figure V. 18: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à**

✓ ELS



**Figure 4.5: Diagramme des efforts moments fléchissant et l'effort tranchant à**

ELS

**a-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**

\* En travée (armatures inférieurs) :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure On calcule le moment équilibré par la table :

$$M_t = b h_0 \sigma_{bc} (d - h_0/2) = M_{tb} = 65 \times 5 \times 14.17 \times (27 - 5/2) \times 10^{-3} = 112.83 \text{ kN.m}$$

$$M_{tmax} = 36 < 112.83 \text{ KN.m}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression dans l'appui et la travée.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b". Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b x ht) en flexion simple.

$$b=65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h_t = 30\text{cm}; h_0 = 5\text{cm}; d=27\text{cm}; \sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$$

### Vérification de l'existence des armatures comprimées :

Les résultats dans le tableau :

**Tableau V. 28: Ferrailage longitudinal des poutrelles.**

	$M_U(\text{KN.m})$	$\mu_u$	$\mu_l$	$Z_b(\text{cm})$	A ( $\text{cm}^2$ )	( $\text{cm}^2$ )	Choix des barres	( $\text{cm}^2$ ) $A_{adp}$
Travée	36	0.054	0,392	26.22	3.94	2.12	<b>3T14</b>	4.62
Appui	23.18	0.186	0,392	25.48	2.75	2.12	<b>2T14</b>	3.08

### b- Vérification des contraintes à I.E.L.S:

**Tableau V. 29: vérification des contraintes.**

	M (KN.m)	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	I ( $\text{cm}^4$ )	Remarque
Travée	25.00	5.22	5.83	22364.87	Condition vérifiée
Appui	16.50	9.18	12.52	12097.09	Condition vérifiée

### **b-Calcul Armatures transversales( $A_t$ ) :**

#### **b-1 Diamètre des armatures $A_t$ :**

Le diamètre: – D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\varphi t \leq \min ( h / 35 [mm]; b_0 / 10 [mm]; \varphi L)$$

$$\varphi t \leq \min ( 300 / 35 [mm]; 120 / 10 [mm]; 10)$$

$$\varphi t \leq \min ( 8.57 [mm]; 12 [mm]; 10) = 8.57 \approx 8\text{mm} \rightarrow \varphi t = 8\text{mm}.$$

**Le choix est de  $\Phi 8$  comme armature transversales.  $A_t = 2 \times \Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$**

#### **b-2 Calcule des espacements:**

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

❖ Zone nodale

$$St \leq \min (h/4, 12 \times \Phi_{tmin}, 30 ) (\Phi_{tmin} = 1 \text{ cm}^2)$$

$$St \leq 7.5 \Rightarrow St = 5\text{cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :  $L = 2 \times h = 60 \text{ cm}$

❖ Zone courante

$$St \leq h/2$$

$$St \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow St = 15$$

### Condition de non fragilité

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le: FeE235

$$\frac{At \times f_e}{St \times b_0} \geq \max\left(\frac{T_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{1.01 \times 10^{-4} \times 235}{0.15 \times 0.12} \geq \max\left(\frac{T_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{1.01 \times 10^{-4} \times 235}{0.15 \times 0.12} = 1.31 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 2. vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 30.68 \text{ KN. m}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{30.68 \times 10^3}{120 \times 270} = 0.95 \text{ MPa.}$$

Pas de risque de cisaillement

$$\bar{\tau}_u \text{ u min } (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \bar{\tau}_u \text{ u min } (3.33, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### d-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$$T_{max} = 30.68 = \text{KN}$$

$$M_{appui} = 23.18 \text{ KN. m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{23.18}{0,9 \times 27 \times 10^{-2}} = 95.39 \text{ kN}$$

$$F_u = 95.39 \text{ kN} > T_u = 30.68 \text{ kN} ;$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

### e-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H. A ;  
 T : L'effort tranchant maximum ; T = 30.68 kN ;  
 n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;  
 $\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14$  cm

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$  MPa  
 $\tau_{ser} = 0,13$  MPa <  $\bar{\tau}_{ser} = 3,15$  MPa ; Condition vérifiée.

### 3. Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$ht / L \geq 1 / 22,5 \Rightarrow 30 / 650 \geq 1 / 22,5 \Rightarrow 0,046 > 0,044$  ; Condition vérifiée

$ht / L \geq M_{ser} / 15 \times M_0 \text{ ser} \Rightarrow 30 / 650 = 0,046 > 16,5 / 15 \times 33 = 0,033$  ; Condition vérifiée

$A_s / b_0 d \leq 3,6 / f_e \Rightarrow 2,71 / 12 \times 27 = 0,0083 \leq 3,6 / 400 = 0,009$  ; Condition vérifiée

Les conditions préliminaires sont satisfaites donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

### 4. Etude de la dalle de compression : (BAEL 91/B.6.8,423)

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

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

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**).

#### 1\)-Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

➤ Si  $l_1 \leq 50$  cm

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm<sup>2</sup>/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

➤ Si  $50 \leq l_1 \leq 80$  cm



La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$  doit être au moins égale :

$$A_{\perp \text{nervures}} = \frac{L1}{f_e} \times 4$$

Avec :  $L1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L1=65 \text{ cm}$ ).

$A_{\perp \text{nervures}}$ : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

$F_e = 520 \text{ MPa}$  ( $F_e$ : limite élastique des aciers utilisées).

Quadrillage de treilles soudé (**TLE 520**).

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

Soit :  $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $St = 20 \text{ cm}$

2\ - Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit :  $A_{//} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement :  $St = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension ; ( $5 \times 5 \times 200 \times 200$ ).

**Tableau V. 30: Tableau récapitulatif :**

Epaisseur de la dalle de compression	5 cm
Epaisseur de l'entrevous	25 cm
La largeur $b_0$ des nervures	12cm
Entraxe des nervures	65 cm

### V.3.1 Dimensionnement des poutrelles:

#### Bloc B4 :

#### V.3.1.1 Méthode de calcul des sollicitations :

La méthode utilisée pour le calcul des poutres continues en béton armé est : Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) (voir annexe).

#### Les différents types de poutrelles :

#### On a un seul type :

**Type 1 :**

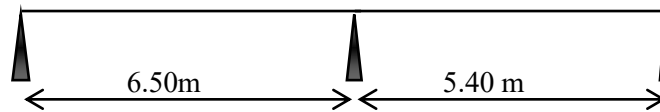


Figure V. 19: Types de poutrelles

On a étudié type 1 :

\* 1<sup>er</sup> condition :

- Plancher terrasse : On a :  $G=7.21\text{KN/m}^2$   $Q=1\text{KN/m}^2$

$2 \leq \min(14.42 \text{ et } 5) / \text{m}^2 \dots\dots\dots\text{C. Vérifiée}$

- Plancher étage courant : On a :  $G= 6.10\text{KN/m}^2$   $Q=3.5\text{KN/m}^2$

$3.5 \leq \min(12.20 \text{ et } 5) / \text{m}^2 \dots\dots\dots\text{C. Vérifiée}$

\* 2<sup>ème</sup> condition :

$- 0.8 \leq \frac{650}{540} = 1.20 \leq 1.25 \dots\dots\dots\text{C. Vérifiée}$

\* 3<sup>ème</sup> condition : I= constante.....C. Vérifiée

\* 4<sup>ème</sup> condition : FNP.....C. Vérifiée

**Donc on applique la méthode forfaitaire pour tous les types de poutrelles.**

3\)-Charge et surcharge et La combinaison de charge :

**Tableau V. 31:Combinaison des charges**

	G(KN/ m <sup>2</sup> )	Q(KN/ m <sup>2</sup> )	g=0.65G(KN/ m)	q=0.65Q(KN/ m)	(KN/m)	(KN/m)
<b>Terrasses</b>	7.21	1	4.69	0.65	7.31	5.34
<b>Etage courant+ RDC</b>	6.10	3.5	3.97	2.28	8.78	6.25

ELU:  $q_u = (1,35g + 1,5q)$



Avec :  $g=0.65G / q=0.65Q$

ELS:  $q_{ser} = (g + q)$

Conclusion :

Le plancher Etage courant+ RDC est le plus sollicité

$q_u = 8.78 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = 6.25 \text{ KN/m}$

**3. Calcul :**

Appliquant la méthode **forfaitaire** les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-après :

✓ **À ELU**

**Tableau V. 32: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU**

Travée	L(m)	Appui	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	TW (KN)	Te (KN)
A-B	6.50	A	46.37	9.27	33	25.68	-31.39
B-C	5.40	B	32.00	27.82	21	31.39	-25.68
		C		9.27			

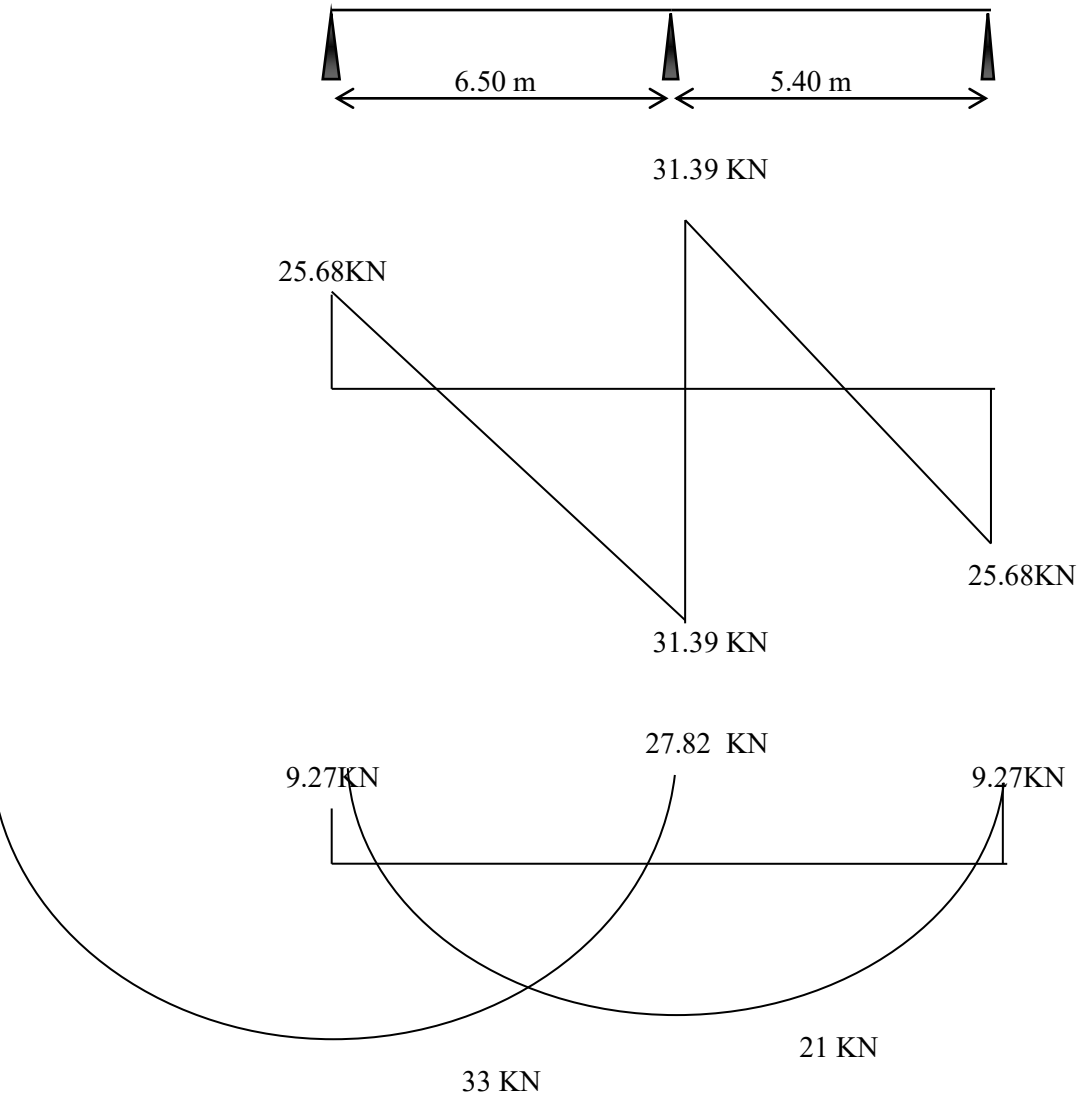
✓ **À ELS**

**Tableau V. 33: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS**

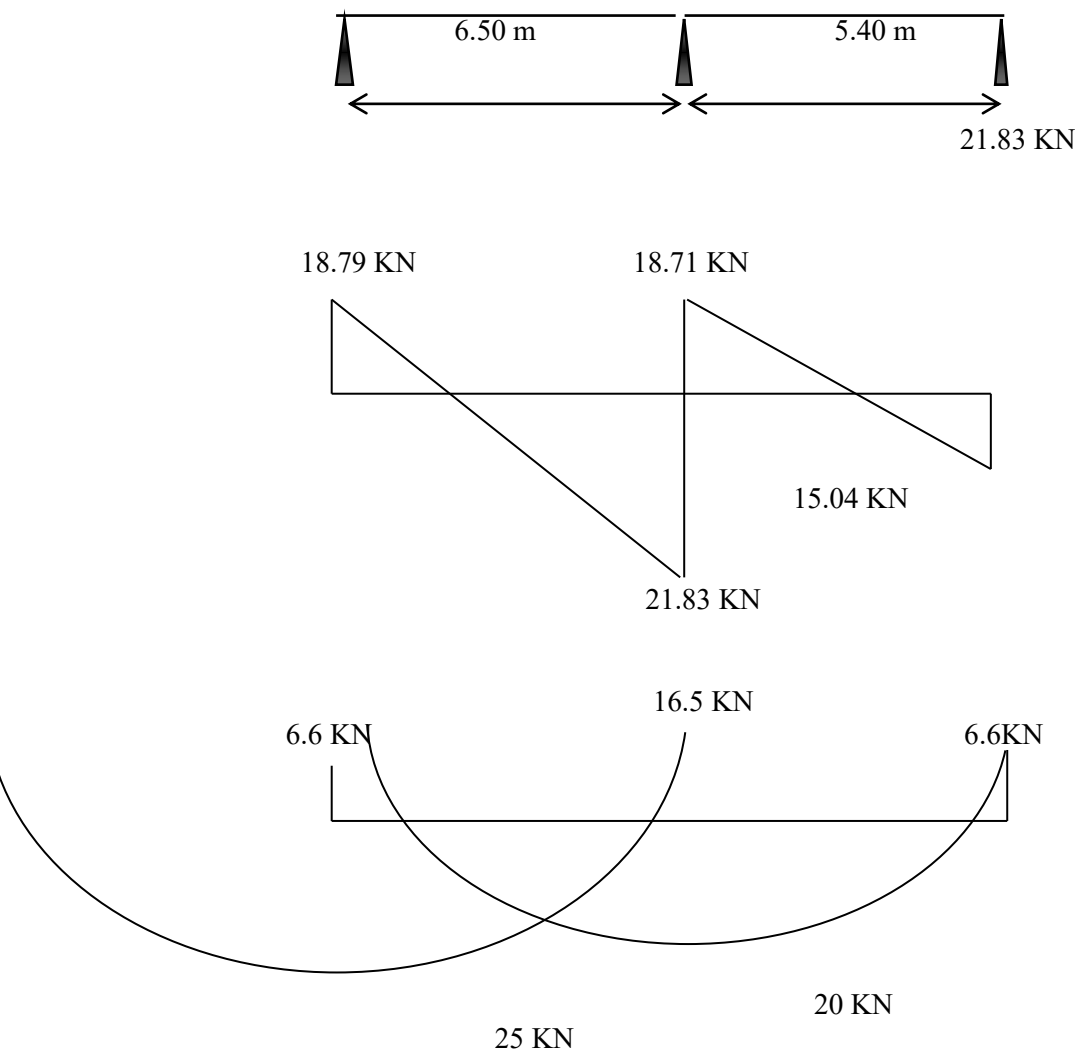
Travée	L(m)	Appui	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	TW (KN)	Te (KN)
A-B	6.50	A	33.00	6.6	25	18.79	-21.83
B-C	5.40	B	22.78	16.5	20	18.71	-15.04
		C		6.6			

**Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :**

\* **ELU :**



***Figure V. 20: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU***



**Figure V. 21: Diagramme des efforts moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS**

**a-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**

- \* En travée (armatures inférieurs) :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure On calcule le moment équilibré par la table :

$$M_t = b h_0 \sigma_{bc} (d - h_0/2) = M_{tb} = 65 \times 5 \times 14.17 \times (27 - 5/2) \times 10^{-3} = 112.83 \text{ kN.m}$$

$$M_{tmax} = 33 < 112.83 \text{ kN.m}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression dans l'appui et la travée.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table " b ». Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b x ht) en flexion simple.

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h_t = 30 \text{ cm}; h_0 = 5 \text{ cm}; d = 27 \text{ cm}; \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa.}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

Les résultants dans le tableau :

**Tableau V. 34 : Ferrailage longitudinal des poutrelles.**

	$M_U(K N.m)$	$\mu_u$	$\mu_l$	$Z_b(c m)$	A ( $cm^2$ )	( $cm^2$ )	Choix des barres	( $cm^2$ ) $A_a$ $d_p$
Travée	33	0.050	0,392	26.30	3.60	2.12	<b>3T14</b>	4.62
Appui	27.82	0.224	0,392	23.17	3.45	2.12	<b>2T16</b>	4.02

**Vérification des contraintes à I.E.L.S:**

**Tableau V. 35: vérification des contraintes.**

	M (KN.m)	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	I ( $cm^4$ )	Remarque
Travée	25.00	5.22	5.83	22364.87	Condition vérifiée
Appui	16.50	9.18	12.52	12097.09	Condition vérifiée

**Calcul Armatures transversales( $A_t$ ) :****Diamètre des armatures  $A_t$ :**

Le diamètre: – D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\phi t \leq \min ( h / 35 [mm]; b_0 / 10 [mm]; \phi L)$$

$$\phi t \leq \min ( 300 / 35 [mm]; 120 / 10 [mm]; 10)$$

$$\phi t \leq \min ( 8.57 [mm]; 12 [mm]; 10) = 8.57 \approx 8mm \rightarrow \phi t = 8mm.$$

**Le choix est de  $\Phi 8$  comme armature transversales.  $A_t = 2 \times \Phi 8 = 1.01 cm^2$**

**Calcul des espacements:**

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

❖ Zone nodale

$$St \leq \min (h/4, 12 \times \phi t_{min}, 30 ) (\phi t_{min} = 1 cm^2)$$

$$St \leq 7.5 \Rightarrow St = 5cm$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :  $L = 2 \times h = 60 cm$

❖ Zone courante

$$St \leq h/2$$

$$St \leq 15cm \Rightarrow St = 15$$

**Condition de non fragilité**

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le: FeE235

$$\frac{At \times f_e}{St \times b_0} \geq \max\left(\frac{T_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{1.01 \times 10^{-6} \times 235}{0.15 \times 0.12} \geq \max\left(\frac{T_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right)$$

1.31 MPa > 0.4 MPa Condition vérifiée.

**4. vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{max} = 31.39 \text{ KN. m}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{d \times b_0} = \frac{31.39 \times 10^3}{120 \times 270} = 0.97 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement

$$\bar{\tau}_u \text{ u min}(0,13 \text{ fc}28 ; 5 \text{ MPa}) = \bar{\tau}_u \text{ u min}(3.33, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 0,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:**

$$T_{max} = 31.39 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 27.82 \text{ KN. M}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{27.82}{0,9 \times 27 \times 10^{-2}} = 114.48 \text{ kN}$$

$$F_u = 114.48 \text{ kN} > T_u = 31.39 \text{ kN} ;$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

**e-Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 31.39 kN ;

$n$  : Nombre d'armatures longitudinales tendues ;  $n = 3$  ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14$  cm

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

$\tau_{ser} = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée.

### 5. Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$ht / L \geq 1 / 22,5 \Rightarrow 30 / 650 \geq 1 / 22,5 \Rightarrow 0,046 > 0,044 ; \text{Condition vérifiée}$$

$$ht / L \geq M_{ser} / 15 \times M_0 \text{ ser} \Rightarrow 30 / 650 = 0,046 > 16,5 / 15 \times 33 = 0,33 ; \text{Condition vérifiée}$$

$$A_s / b_0 d \leq 3,6 / f_e \Rightarrow 2,71 / 12 \times 27 = 0,0083 \leq 3,6 / 400 = 0,009 ; \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions préliminaires sont satisfaites donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

### 6. Etude de la dalle de compression : (BAEL 91/B.6.8,423)

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

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

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**).

#### 1\)-Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$\text{➤ Si } :_1 \leq 50 \text{ cm}$$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$  doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

$$\text{➤ Si } :50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$  doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{L_1}{f_e} \times 4$$



Avec :  $L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65$  cm).

$A_{\perp}$  nervures: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

$F_e = 520$ MPa ( $F_e$ : limite élastique des aciers utilisées).

Quadrillage de treilles soudé (**TLE 520**)

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

Soit :  $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $S_t = 20$  cm

2\)-Armatres parallèles aux poutrelles :

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

Soit :  $A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement :  $S_t = 20$  cm

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension ;

( $5 \times 5 \times 200 \times 200$ ).

# ***Chapitre V***

## ***Calcul*** ***des éléments non*** ***structuraux***

### V-1 Introduction :

Les éléments non structuraux sont des composants qui n'ont pas de fonction de contreventement. Leur calcul est généralement effectué en tenant compte des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

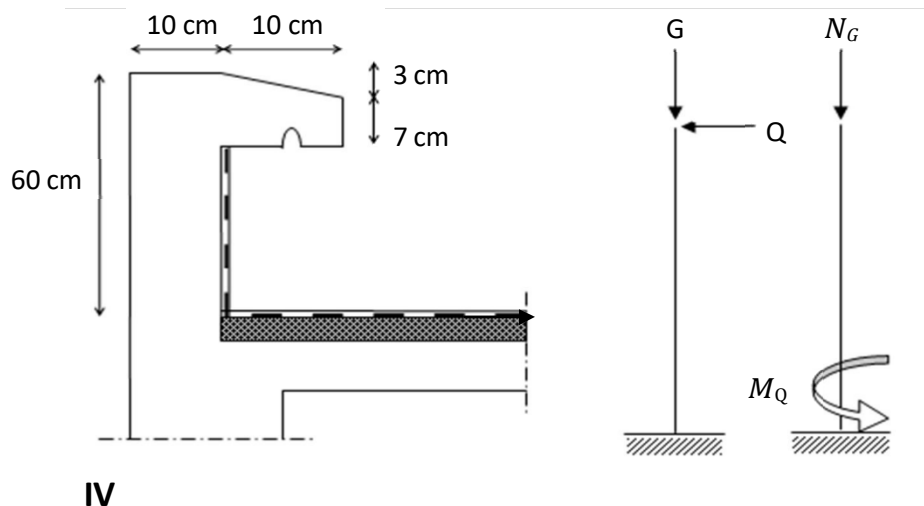
Dans ce chapitre, nous procéderons au calcul des éléments suivants :

- ✓ L'acrotère.
- ✓ Les escaliers et la poutre palière.
- ✓ Les balcons.
- ✓ L'ascenseur.

### V-2 Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui entoure le bâtiment et est fixé à sa base au niveau du plancher de la terrasse.

Haut du formulaire.



*Figure V.1 : Dimensions de l'acrotère.*

#### V-2-1- Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :

$$S = \left[ \frac{0.03(0.2+0.1)}{2} + (0.1 \times 0.5) + (0.7 \times 0.2) \right] = 0.0865 m^2$$

$$G = S * \gamma_b = 0,0685 * 25 = 1,71 \text{ KN/ml.}$$

$$G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

#### **b-Effort normal :**

Une surcharge due à l'application d'une main courante  $Q = 1 \text{ KN m}$

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ KN /ml}$$

$$N_u = N_G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

**c-Moment de flexion :**

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$M_u = M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

**d-Effort tranchant :**

$$V = N_Q = 1 \text{ KN}$$

$$V_u = 1,5 \times V = 1,5 \text{ KN}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ KN}$$

**e-Enrobage :** Vu que la fissuration préjudiciable, on prend :  $C = C' = 2 \text{ cm}$

**f-L'excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 < 0,39 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

**V-2 -2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_u(e + h/2 - c) = 2,31(0,39 + 0,10/2 - 0,02) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$(d - C')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81 C')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - C')N_u - M_u \leq (0,09 - 0,02)2,31 - 0,97 = -0,81 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81 C')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{ KN.m}$$

$$(d - C')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81 C')f_{bc} \times b \times h = (0,09 - 0,02)2,31 - 0,97 = -0,81 \text{ KN.m}$$

$$-0,81 \text{ KN.m} < 24,80 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$b \cdot h = (100 * 10) \text{ cm}^2$$

**V-2-3 Calcul du ferrailage (E.L.U) :**

$$\mu = \frac{M_u}{N_u \times h} = \frac{0,97 \times 10^3}{2,31 \times 10} = 0,084$$

$$b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 100 \times 9^2 \times 14.17$$

a- **Vérification de l'existence des armatures comprimés A' :**

$$\mu = 0,8\alpha_1 (1 - 0,4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\epsilon_{s1}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668 ; 1000\epsilon_{s1} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15}$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \longrightarrow A = 0$$

$$\mu_1 = 0,008 \longrightarrow \beta = 0,996$$

**On calcul:**

- $A_{fs}$  : Section d'armatures en flexion simple ;
- $A_{fc}$  : Section d'armatures en flexion composé.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0.97 \times 10^3}{348 \times 0.996 \times 9} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.31 - \frac{2.31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2$$

b- **Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:**

a- **Les armatures principales :**

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{(e - 0.45d)}{(e - 0.185d)} \times 0.23 = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.71} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm} ; d = 0.9 \text{ m} = 90 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{min}) = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4 Ø 6 p.m  $\longrightarrow A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} ; St = 25 \text{ cm}$

b- **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{1.13}{4} = 0.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**V.2.4 Vérification des contraintes (E. L. S):****a- Moment d service :**

$$M_{ser} = N_{ser} \times (e - c + h/2) = 1.71 \times (0.35 - 0.02 + 0.1/2) = 0.65 \text{ KN.m}$$

**b- Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s(d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16.95 y_1 - 152.55 = 0 \longrightarrow y_1 = 1.59 \text{ cm.}$$

**c- Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 - \eta \cdot A_s(d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1.59)^3}{3} + 15 \times 1.130 \times (9 - 1.59)^2$$

$$I = 1064,69 \text{ cm}^4$$

**d- Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{650}{1064.68} \times 1.59 = 0.97 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**e- Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{2/3 : 110\sqrt{\eta} f_{t28}\right\} \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{266,67 ; 201,63\right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{650}{1064.68} (d - 1.59) = 67,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

**f- Contrainte de cisaillement :**

T

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5\text{KN} \longrightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa} ) \longleftrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} ) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017\text{MPa} = \bar{\tau}_u \text{ 2,5MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**g- Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:**

D'après le R.P.A 99 (version 2003 Article 6-3), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Les coefficients A, C<sub>p</sub> et W<sub>p</sub> sont obtenus par le RPA99v2003 tableau (6-1)

A : Coefficient d'accélération de zone A= 0,08

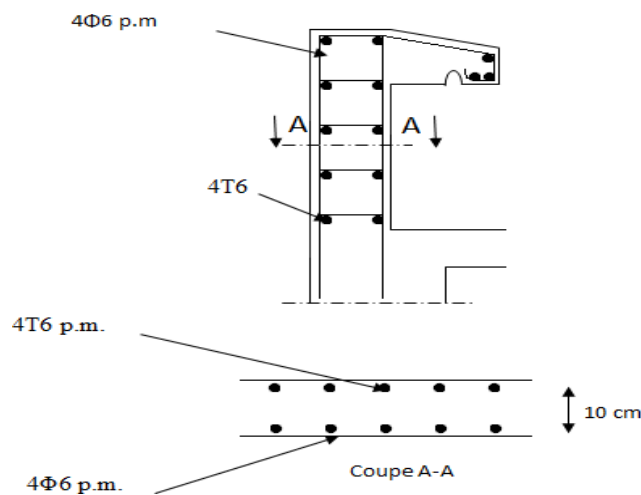
C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale C<sub>p</sub> = 0,8

W<sub>p</sub> : Poids propre de l'acrotère W<sub>p</sub> = 1,71KN

F<sub>p</sub> : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: F<sub>p</sub> < 1,5.Q.A ⇒ F<sub>p</sub> = 4 × 0,8×0,08 ×1,71=0,44KN

F<sub>p</sub> = 0,44KN < 1,5.Q 1,5KN.....Condition vérifiée.



**Figure V-2- : Ferrailage de l'acrotère.**

### V- 3- Les escaliers

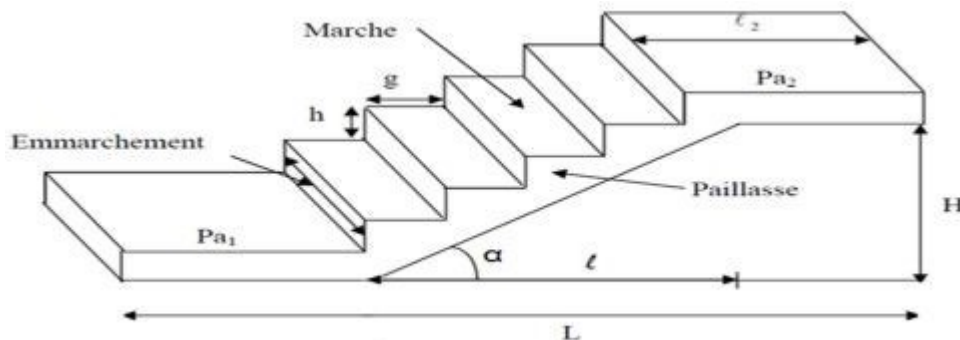
#### V-3-1- Définition

Les escaliers ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

#### Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.



*Figure V- 3-.Schéma des escaliers.*

Notre bâtiment dispose un seul type d'escalier :

### V-4 Dimensionnement des escaliers :

#### 2.1-Dimensionnement des marches et contre marches :

On a :

$$h=17 \text{ cm .}$$

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

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \Leftrightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \Leftrightarrow \dots \text{condition vérifiée.}$$

#### Nombre des marches et contre marches :

$$N = H/2h = 12 \Leftrightarrow \text{Donc on a : 12 contre marches.}$$

$$\text{Nombre des marches} = n - 1 = 11 \text{ marches.}$$



**Longueur du volée :**

$$LV_1 = 9 \times 30 = 270 \text{ cm .}$$

$$LV_2 = 14 \times 30 = 420 \text{ cm .}$$

**a- Epaisseur de la paillasse ( $e_v$ ):**

$$L'angle \text{ d'inclinaison : } \alpha = \text{arc tg } (h / L) = \text{arc tg } (255/420) = 31.26^\circ$$

**b- Epaisseur de palier ( $e_p$ ):**

$$e_p = 20 \text{ cm .}$$

**Paillasse:**

$$\begin{array}{l} G = 8.66 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 15.44 \text{ kN/ml.} \\ q_{ser} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 11.16 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

**2.2.b. Palier :**

$$\begin{array}{l} G = 5.15 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,70 \text{ kN/ml.} \\ q_{ser} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 7,65 \text{ kN/ml.} \end{array} \right.$$

**V.5 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :**

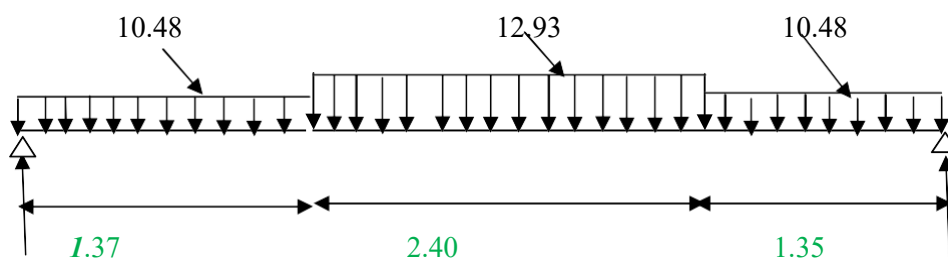
$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10,7 \times 1,5) + (15,44 \times 2,7) + (15,44 \times 420)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 122.59 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = (R_B \times 8.4) - (15,44 \times 4.2 \times 6.3) - (10,70 \times 1,5 \times 3,45)$$

$$R_B \times 8.4 = 520.19 \text{ MN.m} \Rightarrow R_B = 61.93 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 60.66 \text{ KN}$$



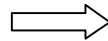
**Figure V-4 Schéma statique****Section 1-1:  $0\text{m} \leq x \leq 2.7\text{m}$ :**

$$T(x) = R_A - qx$$

$$M(x) = R x - q \cdot x^2 / 2$$

$$T(x) = 60.66 - 15.44x$$

$$M(x) = 60.66 x - 7.72x^2$$



$$T(0) = 60.66 \text{ KN} \quad T(2.7) = 18.97 \text{ KN}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad M(2.7) = 30.95 \text{ KN.m}$$

**Section 2-2:  $2.7\text{m} \leq x \leq 4.2\text{m}$  :****e-Effort tranchant :**

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T + 15,44 \times 2,7 + 10,70(x - 2,7) - 60,66 = 0 \Rightarrow T = -10,7 \cdot x + 47,86$$

$$x = 2,7\text{m} \Rightarrow T(2,7) = 18,97\text{KN}$$

$$x = 4,20\text{m} \Rightarrow T(4,03) = 2,92\text{KN}$$

**f-Moment fléchissant :**

$$\sum M = 0 \Rightarrow M + 15,44(2,7)(x - 1,35) + 10,7(x - 2,7)^2 / 2 - 60,66 \cdot x = 0$$

$$\Rightarrow M_x = -5,35 \cdot x^2 + 47,86 \cdot x + 17,27$$

$$x = 2,7\text{m} \Rightarrow M(2,7) = 107,5\text{KN.m.}$$

$$x = 4,20\text{m} \Rightarrow M(4,20) = 123,92 \text{ KN.m}$$

Le point du moment max coïncide avec le point d'effort tranchant nul.

$$T(x) = 33,15 - 12,94x = 0$$

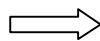
$$X = 2,56 \text{ m}$$

$$\text{D'où } M_{\max} = 53,92 \text{ KN.M}$$

**Section 3-3: 0****e-Effort tranchant :**

$$T(x) = -R_B + qx'$$

$$T(x) = -15,44x + 61,93$$



$$T(4.2) = -2,92\text{KN}$$

$$T(4.2) = 61,93\text{KN}$$

$$T(x) = -15.44x + 61.93$$

$$T(4.2) = -2.92 \text{ KN}$$

$$T(4.2) = 61.93 \text{ KN}$$

**f-Moment fléchissant :**

$$M(x) = R x - q x^2 / 2$$

$$M(x) = -7.72 x^2 + 61.93 x$$

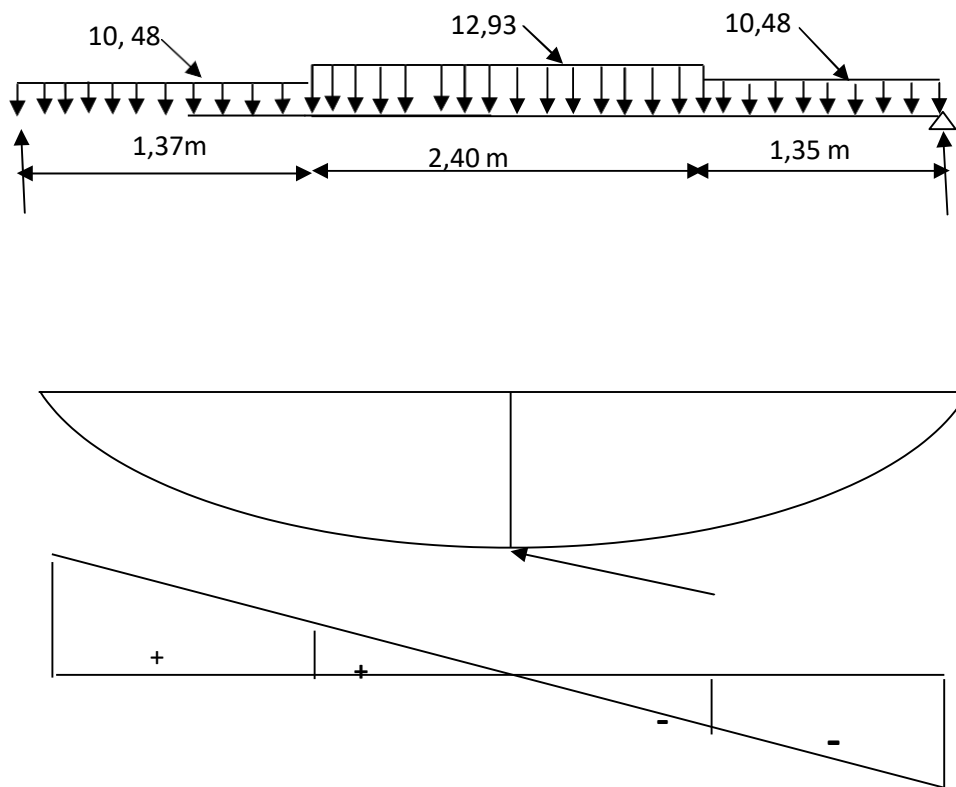
**Moment en travée**

$$M_t = 0,85 M_0 \Rightarrow M_t = 0,85 \times 124,20 = 105,57 \text{ KN.m}$$

**Moment en appuis**

$$M_a = 0,4 M_0 \Rightarrow M_a = 0,4 \times 1224,20 = 21,56 \text{ KN.m}$$

**5- 3 Diagramme M et T:**



**Figure V-5 Diagrammes des sollicitations (T, M)**

**2.3.c- Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :**

**Calcul du ferrailage :**

**-En Travée : (la paillasse)**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, section rectangulaire(12x100) cm<sup>2</sup>

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$Mt = 105.57 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{105.57 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0,229.$$

$$\text{On a: } \beta = 0,867$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{105.57 \times 10^3}{0.867 \times 18 \times 348} = 19.44 \text{ cm}^2.$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2.$$

On adopte 10T16 avec :  $A_{adm} = 20.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 10 \text{ cm}$

**Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{adm}}{f_e} = \frac{20.11}{400} = 5.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$4T14 = 6.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$4T14 = 6.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Sur appuis :**

$$d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$M_a = 49.68 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{49.68 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0,108.$$

$$\text{On a: } \beta = 0,943$$

La section d'acier :br

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{49.68 \times 10^3}{0.943 \times 18 \times 348} = 8.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 8.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{CV}$$

On adopte 8T12 avec :  $A_{adm} = 9.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 12.5 \text{ cm}$

**Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{adm}}{f_e} = \frac{9.05}{400} = 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

**On adopte: 4T10=3,14 cm<sup>2</sup>/ml**  $S_t = 25 \text{ cm}$

**5-5- Vérifications:**

a) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$r_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{61.93}{100 \times 18} = 0.34 \text{ MPa} .$$

$$r_u < \bar{r}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$r_u = 0.34 \text{ MPa} < \bar{r}_u = 3.25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{\min} = 1.15 / f_e (T + Ma / 0.9d)$$

$$A_{\min} = 1.15 / 400 (61.93 \times 10^{-3} + 49.68 \times 10^{-3} / 0.9 \times 18 \times 10^{-2})$$

$$A_{\min} = 0.001 \text{ cm}^2 < A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**5-5-d- Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :**

On obtenu par RDM

**Tableau 4.3 Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)**

$T_{\max}$ (kN)	$M_{\max}$ (kN.m)	$M_a$	$M_t$
44.71	89.56	35.82	76.13

**1) En travée :**

$$A_s = 13.37 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 - 15A_s (d - y) = 50y^2 + 200.55y - 3609.9 = 0 \rightarrow y = 6.72 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 6.72^3 + (15 \times 13.37) (18 - 6.72)^2 = 35633.14 \text{ cm}^4.$$

a) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{76.13 \times 10^3}{35633.14} \times 6.72 = 14.36 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 14.36 < \sigma = 15 \text{ MPa} ; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**2) Sur appuis :**

$$M_a = 35.82 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 5,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 - 15A_s (d - y) = 50y^2 + 88.95y - 1601.1 = 0 \rightarrow y = 4.83 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{35.82 \times 10^3}{19184.23} \times 4.83 = 9.01 \text{ MPa.}$$

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

$\sigma_{bc} = 9.01 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ; ..... Condition vérifiée

$$\frac{4.2}{400} \qquad \frac{Ast}{b \times d} = \frac{4.2}{fe} \qquad \frac{5.93}{100 \times 18} \leq$$

#### e- Vérification de la flèche :

$e > L / 30 \leftrightarrow 0,2 > 4.2 / 30$  ; Condition vérifiée

$$\frac{Ast}{b \times d} = \frac{4.2}{fe} \leftrightarrow \frac{5.93}{100 \times 18} \leq \frac{4.2}{400} \leftrightarrow 0.0033 < 0.015 \text{ Condition vérifiée.}$$

#### Dimensionnement de la poutre palière :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \leftrightarrow \frac{172}{15} \leq h \leq \frac{172}{10}$$

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

$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 10.8 \leq b \leq 14.4 \Rightarrow$  On prend :  $b = 30 \text{ cm}$

#### Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

$h / b = 1.33 < 4$  ..... Condition vérifiée.

- Charge supportée par la poutre:

-Poids propre de la poutre :  $b.h.\sigma_{bc} = 0,4 \times 0,3 \times 25 = 3.00 \text{ KN m}$

-Réaction du palier sur la poutre :  $R(\text{Elu}) = 61.93 \text{ KN}$

-Réaction du palier sur la poutre :  $R(\text{Els}) = 44.71 \text{ KN}$

-Poids du mur supporté par la poutre =  $9 \times 0,15 \times 2.55 = 3.44 \text{ KN m}$ .

$$q_u = 1,35(3 + 3.34) + 1.5 \times 2.5 + 6 \cdot 93 = 74.38 \text{ KN/ ml}$$

$$q_s = (3 + 3.44 + 2.5 + 44.71) = 53.65 \text{ KN/ ml}$$

#### Schéma statique de la poutre palière

Calcul des sollicitations à E.L.U :

$$M_u = \frac{qu \times l^2}{8} = 27.50 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 23.37 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,4 M_0 = 11 \text{ KN.m}$$

**Calcul du ferrailage :**

- **En travée:**

$$M_t = 23.37 \text{ KN.m}; d = 0,9h = 0,9 \times 30 \text{ cm} = 27 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{23.37 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14.17} = 0.042$$

$$\text{On a: } \beta = 0,979$$

La section d'acier :br

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23.37 \times 10^3}{0.979 \times 36 \times 348} = 1.90 \text{ cm}^2.$$

On adopte **3T12** avec :  $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $ST = 33 \text{ cm}$

- **Sur appuis :**

$$M_a = 11 \text{ KN.m}; d = 0,9h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14.17} = 0.020.$$

$$\text{On a: } \beta = 0,979$$

La section d'acier :br

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11 \times 10^3}{0.979 \times 36 \times 348} = 0.88 \text{ cm}^2.$$

On prend  $\max(A_s; A_{\min}) \Rightarrow A_s = A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$

On adopte **3T10** avec :  $A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$  ;  $ST = 33 \text{ cm}$ .

**Vérification Condition de non fragilité:**

$$0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1$$

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$



$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_{sa} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_s = 1,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **b-1 Détermination de la position de l'axe neutre :**

b

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 15 y^2 + 20.55 y - 739.8 = 0 \rightarrow y = 6.37 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

**Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{30}{3} \times 6.37^3 + (15 \times 1.37) (36 - 6.37)^2 = 20626.35 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{16.86 \times 10^3}{19184.23} \times 6.37 = 5.60 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis :**

$$A_{st} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **b-1 Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 15 y^2 + 9.45 y - 340.2 = 0 \rightarrow y = 4.45 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

**Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{30}{3} \times 4.45^3 + (15 \times 0.63) (36 - 4.45)^2 = 10287.76 \text{ cm}^4.$$

**Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7.94 \times 10^3}{10287.76} \times 4.45 = 3.43 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée.}$$

### c-Vérification contrainte de cisaillement :

$$T_u = \frac{qu \times L}{2} = 46.14 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.427 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.427 \text{ MPa} < \tau_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

« Pas de risque de cisaillement ».

### Calcul Armatures transversales ( $A_t$ ) :

#### d-1 Diamètre des armatures $A_t$ :

$$\phi \leq \min ( h / 35 ; L / 10 ; \phi ) \Rightarrow \phi \leq \min ( 11.42 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} )$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

#### d-2 L'espace

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm} ) = \min(32.4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

#### -D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min(15 \text{ cm} ; 10\phi_t) = \min(15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} ) \square S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\phi_t = 15 \square S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0.3kftj}{0.9(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa} (\alpha = 31.26^\circ) \square (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1,37$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,427 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1,37 \times 400} = 0,014 \text{ cm} \dots \dots (1)$$

**d-2 Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times t_e}{b \times S_t} \geq \max(\tau u / 2 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm} \dots (2)$$

Donc on prend le max de (1) ;(2)

$$A_t \geq 0,03 S_t$$

$$\text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\emptyset 6 = 0,85 \text{ et } S_t = 15 \text{ cm}$$

**Vérification de la flèche :**

$$h_t / L \geq 1/16 \quad \Rightarrow \quad 0,17 > 0,062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h_t / L \geq M_{\text{ser}} / 15 \cdot M_{0\text{ser}} \quad \Rightarrow \quad 0,112 > 0,026 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$(A_s / b_0 \cdot d) \leq 4,2 / f_e \quad \Rightarrow \quad 0,001 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

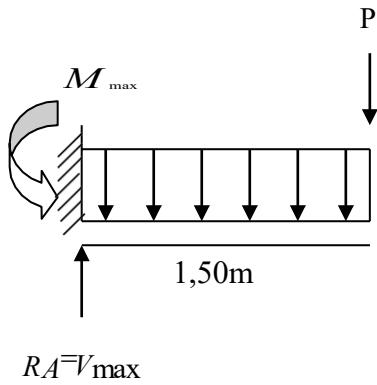
**Balcon**

**5 -4-1 Balcon :**

Le bâtiment est constitué type de balcons dalle pleine.

**Les types de balcons : bloc B1**

01 balcon en dalle pleine:



**Figure V-6 : schéma statique du Balcon.**

Le calcul se fait pour une bonde de 1,00 ml .

-  $G = 5,04 \text{ kN/m}$

-  $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 3,5 \text{ KN/m}^2$

- Les Charges :  $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,04) + (1,5 \times 3,5) = 12,05 \text{ kN/m}$  ;

$Q_{ser} = G + Q = 5,04 + 3,50 = 8,54 \text{ kN/m}$  ;

- Poids propre du mur en double cloison de 30 cm

$P_{\text{mur}} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 9 \times 0,3 \times 1,5 \times 1 \text{ m} = 4,04 \text{ kN}$

$P_{u \text{ mur}} = 1,35 P_{\text{mur}} = 1,35 \times 4,04 = 5,45 \text{ kN}$

- Poids de l'enduit (intérieur et extérieur):

$P_{\text{enduit extérieur}} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 0,18 \times 2 \times 1,5 \times 1 \text{ m} = 0,54 \text{ kN}$

$P_{\text{enduit intérieur}} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 0,18 \times 1,5 \times 1,5 \times 1 \text{ m} = 0,405 \text{ kN}$

$P_{u \text{ enduit}} = 1,35(P_{\text{en extérieur}} + P_{\text{en intérieur}}) = 1,35(0,54 + 0,405) = 1,27 \text{ kN}$

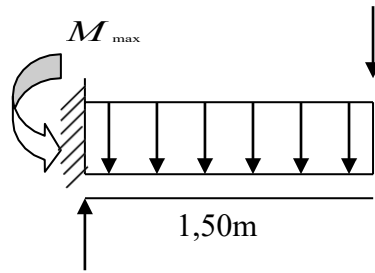
- Charges totales :

$P_u = P_{u \text{ mur}} + P_{u \text{ enduit}} = 5,45 + 1,27 = 6,72 \text{ kN}$   $P_{ser} = P_{\text{mur}} + P_{\text{enduit}} = (4,04 + 0,405) = 4,44 \text{ kN}$ .

#### V-4 -2 Détermination de l'effort agissant Type 1:

**a-Moments isostatique:**

**P**



$$M_{\max} = q \cdot l^2 / 8 + p \cdot l$$

$$M_{\max} = 12.05 \times 1.5^2 / 8 + 6.72 \cdot (1.5)$$

$$M_{\max} = 23.64 \text{ KN.m}$$

$$R_A = V_{\max}$$

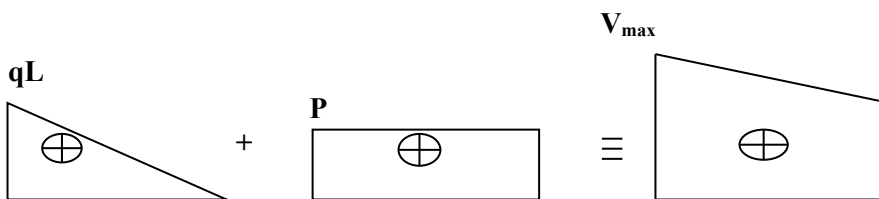
**b-Effort tranchant**

$$R_A = V_{\max} = ql + p$$

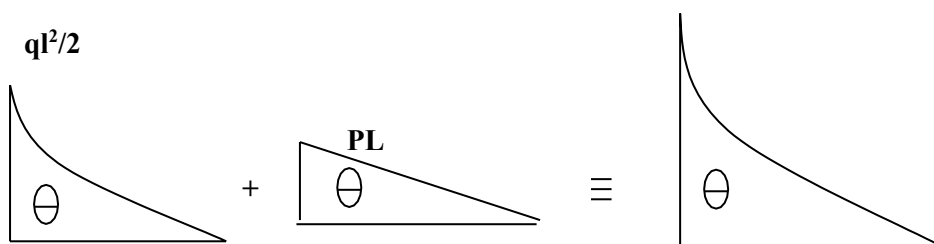
$$\Rightarrow V_{\max} = 12,05 \times 1,50 + 6,72$$

$$V_{\max} = 24.79 \text{ KN}$$

**a-1 Effort tranchant :**



**b-2 Moment isostatique**



**V-4-3- Ferrailage****a-Moment réduit :**

$M_{max} = 23.64 \text{ KN.m}$ ;  $d=0,9h=0,9 \times 15 \text{ cm} = 13,5 \text{ cm}$  ;  $b=100 \text{ cm}$

$$M_t = 23.64 \times 10^3$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{23.64 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.091.$$

$$\text{On a: } \beta = 0,949$$

La section d'acier :br

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11 \times 10^3}{0.949 \times 13.5 \times 348} = 5.30 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T12** avec :  $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ;  $ST = 20 \text{ cm}$

**b-Armatures de répartition:**

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

On adopte **3φ10** =  $2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $ST = 33 \text{ cm}$

**c-Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,63 \text{ cm}^2$  condition Vérifiée.

**d-contrainte de cisaillement :**

$$V_{max} = 25,15 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{24.79 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.184 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = \min \{0,10 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}\} = 2,5 \text{ Mpa}$  (fissuration préjudiciable)

$\tau_u = 0,186 \text{ Mpa} < \tau_u = 2,5 \text{ Mpa}$  condition vérifie.

« Pas de risque de cisaillement ».

**e-Vérification de la contrainte d'adhérence  $\tau$  pour l'entraînement des Barres.**

$$r_{se} = \frac{T}{0.9 \times d \times n \times \mu} = \frac{24.79}{0.9 \times 13.5 \times 4 \times 3.39 \times 100} = 1.52 \text{ MPa.}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendues ;

$$\bar{r}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$r_{se} = 1,52 \text{ MPa} < \bar{r}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**e-Vérification des contraintes à l'E.L.S' :**

$$M_{ser} = 17.08 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3,76 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**f- Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y - 15A (d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 56.4y - 761.4 = 0 \Rightarrow y = 3,38 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

**g- Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 3.38^3 + (15 \times 3.76) (13.5 - 3.38)^2 = 7063.32 \text{ cm}^4.$$

**h- Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{17.08 \times 10^3}{7063.32} \times 3.38 = 8.17 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

**e-Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$  :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{17.08 \times 100}{7063.32} (13.5 - 3.38) = 36.71 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 36,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

**i- Vérification de la flèche :****i-1 Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :**

$$F = F_1 + F_2$$

$$\begin{cases}
 F1 = Ql^4/8EI ; & \text{Flèche due à la charge répartie} \\
 F2 = Pl^3/3EI ; & \text{Flèche due à la charge concentrée.}
 \end{cases}$$

**i-2 Détermination du centre de gravité :**

$$YG = Y_i \Sigma A_i / \Sigma A_i = ((b \times h)h/2) + (\eta \times A_s \times d)/(b \times h) + (\eta \times A_s)$$

$$\Rightarrow YG = (100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,76 \times 13,5) / (100 \times 15) + (15 \times 3,76) = 7,72 \text{ cm.}$$

$$Y1 = YG = 7,72 \text{ cm}$$

$$Y2 = h - YG = 7,28 \text{ cm}$$

**I-3 Calcul du moment d'inertie :**

$$\begin{aligned}
 I &= bY1^3/3 + bY2^3/3 + \eta(d - Y1)^2 \\
 \Rightarrow I &= 100 \times 7,72^3/3 + 100 \times 7,28^3/3 + 15 \times 3,76 \times (13,5 - 7,72)^2 = 30081,83 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

**I-4 Calcul de la flèche :**

$$F = l^3/E[QU/8 + P/3]$$

$$\Rightarrow F = 0,11 \text{ cm.}$$

$$Fadm = L/250 = 150/250 = 0,6 \text{ cm.}$$

$$Fcal = 0,11 \text{ cm} < Fadm = 0,612 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifiée.}$$

**Les types de balcons : bloc B2**

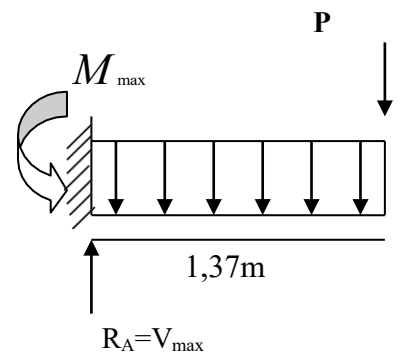
01 balcon en dalle pleine:

**a-Moments isostatique :**

$$M_{max} = q.l^2/8 + p.l$$

$$M_{max} = 12,05 \times 1,37^2/8 + 6,72 \times (1,37)$$

$$M_{max} = 20,51 \text{ KN.m.}$$

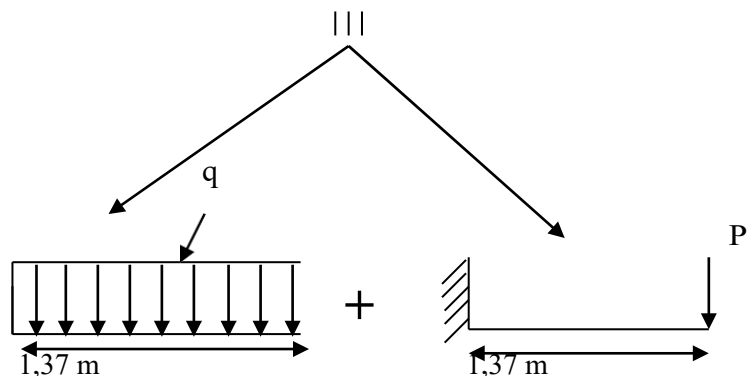


**b-Effort tranchant**

$$R_A = V_{max} = ql + P$$

$$\Rightarrow V_{max} = 12,05 \times 1,37 + 6,72$$

$$V_{max} = 23,22 \text{ kN}$$





**V-4-4-Ferrailage****a-Moments réduit :**

$$M_{max} = 20,51 \text{ KN.m}; d=0,9h=0,9 \times 15\text{cm}=13,5\text{cm}; b=100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{20,51 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,079.$$

$$\text{On a: } \beta = 0,958$$

La section d'acier :br

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20,51 \times 10^3}{0,958 \times 13,5 \times 348} = 4,55 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T12** avec :  $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; ST = 20cm

**b-Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **3φ10** = 2,36 cm<sup>2</sup>/ml ; ST = 33 cm

**c-Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{100 \times 13,5 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,63 \text{ cm}^2$  .....condition Vérifiée.

**d-contrainte de cisaillement :**

$$V_{\max} = 23,22 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{23,22 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,172 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = \min \{0,10 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}\} = 2,5 \text{ Mpa}$  (fissuration préjudiciable)

$\tau_u = 0,186 \text{ Mpa} < \tau_u = 2,5 \text{ Mpa}$  .....condition vérifiée.

« Pas de risque de cisaillement ».

**e-Vérification de la contrainte d'adhérence  $\tau$  pour l'entraînement des Barres.**

$$r_{se} = \frac{T}{0.9 \times d \times n \times \mu} = \frac{23.22}{0.9 \times 13.5 \times 4 \times 3.39 \times 10^4} = 1.01 \text{ MPa.}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 5

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendues ;

$$\mu = \mu = 2 \times 3,14 \frac{1,2}{2} = 3,77$$

$$\bar{\sigma} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{array} \right.$$

$$r_{se} = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

### f-Vérification des contraintes à l'E.L.S' :

$$M_{ser} = 14.84 \text{ KN.m.}$$

$$A_s = 3,26 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

### g- Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y - 15A (d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 48.9y - 660.15 = 0 \Rightarrow y = 3,17 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

### h-Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 3.17^3 + (15 \times 3.26) (13.5 - 3.17)^2 = 6279.90 \text{ cm}^4.$$

### i-Détermination de contrainte dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14.84 \times 10^3}{6279.90} \times 3.17 = 7.49 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

### j-Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\sigma_{st}$ :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1,6 \frac{14.84 \times 10^3}{6279.90} (13.5 - 3.17) = 36.62 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 36,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

**k-Vérification de la flèche :****k-1 Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :**

$$F = F_1 + F_2$$

$$F_1 = \frac{Ql^4}{8EI}; \quad \text{Flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{Pl^3}{3EI}; \quad \text{Flèche due à la charge concentrée.}$$

**k-2 Détermination du centre de gravité :**

$$YG = \frac{Y_i \Sigma A_i}{\Sigma A_i} = \frac{(b \times h)h/2 + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)}$$

$$YG = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,26 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,26)} = 7,69 \text{ cm}$$

$$Y_1 = YG = 7,69 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - YG = 7,31 \text{ cm}$$

**k-3 Calcul du moment d'inertie :**

$$I = bY_1^3/3 + bY_2^3/3 + \eta(d - Y_1)^2$$

$$\Rightarrow I = 100 \times 7,69^3/3 + 100 \times 7,31^3/3 + 15 \times 3,26 \times (13,5 - 7,69)^2 = 29829,82 \text{ cm}^4$$

**k-4 Calcul de la flèche :**

$$F = l^3/E[QU/8 + P/3]$$

$$\Rightarrow F = 0,084 \text{ cm.}$$

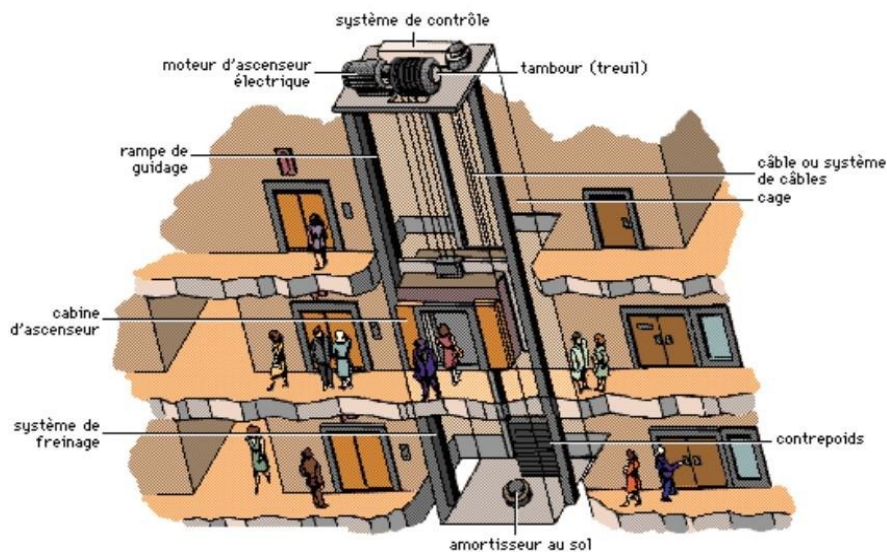
$$F_{adm} = L/250 = 137/250 = 0,548 \text{ cm.}$$

$$F_{cal} = 0,084 \text{ cm} < F_{adm} = 0,548 \text{ cm} ; \text{ Condition Vérifiée .}$$

**V-5-L'ascenseur:**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique, le contre poids, les câbles).



**Figure V-7- Ascenseur dans un bâtiment .**

**V-5-1 L'étude de l'ascenseur :**

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

le treuil de levage et sa poulie la cabine ou la benne le contrepoids La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :  
 – Pm « Poids mort » : Le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles. – Q : La charge en cabine – Pp : le poids de contrepoids tel que  $P_p = P_m + 2 Q$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes, d'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m<sup>2</sup>. Ses dimensions selon (NFP82-22) :

- Largeur de la cabine : 1,58 m
- Longueur de la cabine : 1,86 m
- Hauteur : 2,40 m
- La largeur de passage libre : 0,90 m
- La hauteur de passage libre : 2,00 m
- La hauteur de la course : 30,6 m
- La surface latérale :  $S = ((2 \times 1,86) + 1,58) \times 2,4 = 12,72 \text{ m}^2$ ,

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA , donc on prend une épaisseur de 15 cm :

**Tableau V-3-Poids mort de l'ascenseur .**

Poids de la cabine : $S = (2 \times 1,86) + 1,58 \times 2,4 = 12,72 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 12,72 \times 2 = 292,56 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 1,58 \times 2,4 = 3,79 \text{ m}^2$	$M_2 = 110 \times 3,79 = 416,9 \text{ kg}$
Poids du toit	$M_3 = 20 \times 3,79 = 75,8 \text{ kg}$
Poids de l'arcade	$M_4 = 60 + (80 \times 2) = 220 \text{ kg}$
Poids de parachute	$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S = 2 \times 0,9 = 1,8 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,8 \times 25) = 125 \text{ kg}$

Poids mort total :  $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1320,26 \text{ kg}$

Contre poids :  $P_p = P_m + 2 Q = 1320,26 + 675 \times 2 = 1657,76 \text{ kg}$

**V-5-2 Calcul des charges totales esqu :**

**a) Calcul de la charge de rupture :**

Selon (DTU75,1), la valeur minimale du coefficient de sécurité  $C_s$  est de 10 et le rapport  $D/d$

(D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons ;

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

On a :  $C_r = C_s \times M$

Avec :

$C_s$  : Coefficient de sécurité du câble et  $C_s = 12$  ;

$C_r$  : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

$M$  : Charge statique nominale portée par la nappe,

Et :  $M = Q + P_m + M_g$   $M_g$  :

Poids du câble, On néglige  $M_g$  devant  $(Q + P_m)$  donc :  $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M_g = Q + P_m$  Donc :

$$C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1320,26) = 23943,12 \text{ kg}$$

$C_r$  est la charge de rupture effective, elle doit être dévisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = 23943,12 \times 0,85 = 28168,37 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est :  $C_r = C_r (1 \text{ câble}) \times m \times n$  Avec :  $m$  :

Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

$n$  : Nombre des câbles, Pour un câble de  $d=12,22 \text{ m}$  et  $m=2$  on a :

$$C_r (1 \text{ câble}) = 8152 \text{ kg } n = C_r C_r (1 \text{ câble}) \times m = 28168,37 \times 2 = 1,72$$

On prend :

$n = 2$  câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles,

b) Calcul des poids des câbles :

$M_g = m \times n \times L$  Avec :  $m$  :  
La masse linéaire du câble,

$$m = 0,515 \text{ kg / m ;}$$

$n$  : Nombre des câbles,

$n = 2$  ;  $L$  : Longueur du câble,

$$L = 30,6 \text{ m } M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 30,6 = 31,52 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1320,26 + 31,52 = 2026,78 \text{ kg}$$

c) **Vérification de Cr :**

$$C_r = C_r (1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg.}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = C_r / M = 27716,8 / 2026,78 = 13,7 > 12 ; \text{ condition vérifiée.}$$

d) **Calcul de la charge permanente total G :**

$$\text{On a : } P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 1320,26 + 1657,76 + 1200 + 31,52 = 4209,54 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6695,38 \text{ kg}$$

### V-5-3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyée sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge.

$$q_u = 6695,38 \text{ kg}$$

$$q_0 = q_u / 4 = 6695,38 / 4 = 1673,84 \text{ kg/m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_u \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times f_{c28} \gamma_b$$

Avec :

$q_u$ : La charge de calcul à l'E.L.U ;

$h_0$  : Epaisseur totale de la

dalle,  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ;  $\mu_c$  :

Périmètre du contour au niveau du feuille moyen,

La charge concentrée

$q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10)$  cm<sup>2</sup>,

$$\mu c = 2(U + V) \quad U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

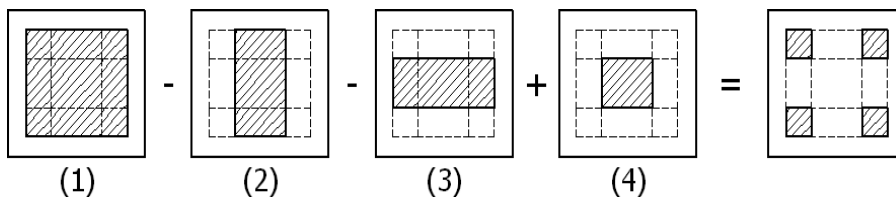
$$\mu c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045 \mu c \times h_0 \times f_{c28} \gamma_b = 0,045 \times 100 \times 15 \times 25 \times 10 \times 1,5$$

$$= 11250 \text{ kg} > q_0 = 1673,84 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement,

#### V-5-4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



*Figure-V-8-Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.*

#### b- Distances des rectangles :

##### 1) Rectangle (1) :

$$U = 120 \text{ cm}$$

$$V = 120 \text{ cm}$$

##### 2) Rectangle (2) :

$$U = 70 \text{ cm}$$

$$V = 120 \text{ cm}$$

##### 3) Rectangle (3) :

$$U = 120 \text{ cm}$$

$$V = 70 \text{ cm}$$

##### 4) Rectangle (4) :

$$U = 70 \text{ cm}$$

$$V = 70 \text{ cm}$$



**c- Calcul des moments suivant les deux directions :**

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

$\nu$  : le coefficient de Poisson,

A l'E.L.U ( $\nu = 0$ ):

$$M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25 × 25) cm<sup>2</sup> est :

$$P' = \frac{qu}{u \times v} = \frac{6695,38}{0,252} = 107126,08 \text{ kg / m}^2 \text{ Les résultats des moments isostatiques des}$$

rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 1,58 \text{ m}$  et  $L_y = 1,86 \text{ m}$ ,

**Tableau-V-4-Les résultats des moments isostatiques des rectangles**

Rectangle	u $L_x$	v $L_y$	$M_1$	$M_2$	S (m <sup>2</sup> )	P'	P=P'.S	$M_x$	$M_y$
						(Kg/m <sup>2</sup> )	(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	0,76	0,64	0,07 2	0,05 7	1,44	107126,0 8	154261,5 5	11106,8 3	8792,9 1
2	0,44	0,64	0,09 8	0,07 3	0,84	107126,0 8	89985,91	8818,62	6568,9 7
3	0,76	0,38	0,08 3	0,07 4	0,84	107126,0 8	89985,91	7468,83	6658,9 6
4	0,44	0,38	0,11 8	0,09 8	0,49	107126,0 8	52491,78	6194,03	5144,1 9

**d--Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 1013,41 \text{ kg, m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 709,17 \text{ kg, m}$$

**e-Moments dus aux charges réparties :****e-1 Chargement :**

$$L_x = 1,58 \text{ m}$$

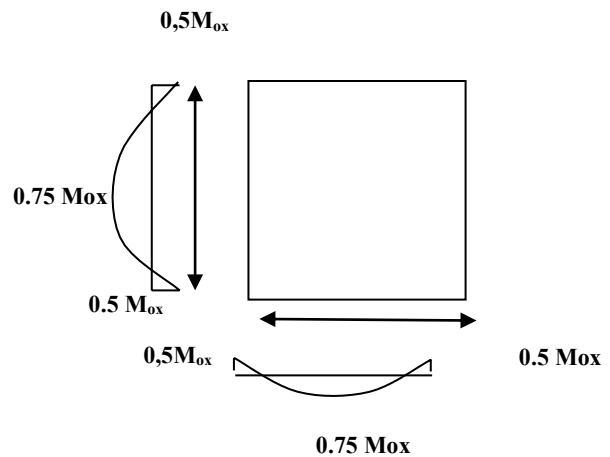
$$L_y = 1,86 \text{ m}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}^2,$$

**Figure-V-9-Moments de la dalle****e-2 Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{158}{186} = 0,85 > 0,4$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\alpha = 0,85 \rightarrow \mu_x = 0,0506 \text{ et } \mu_y = 0,6864$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 82,9 \text{ kg. m}$$

$$M_{y2} = 56,9 \text{ kg.m}$$

**e-3 Les moments appliqués à la dalle :**

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 1013,41 + 82,9 = 1096,31 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 709,17 + 56,9 = 766,07 \text{ kg.m}$$

**e-4 Les moments retenus sont :****a) En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 822,23 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 574,55 \text{ kg. m}$$

**b) Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 548,15 \text{ kg. m}$$

**V-5-5-Calcul du ferrailage de la dalle :**

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 13,5 \text{ cm}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;

$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;

Fissuration peu préjudiciable

**a) En travée :****a-1) Sens  $Lx$  :**

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 822,23 \text{ kg.m} = 8220,23 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8220,23 \times 10}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,032 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a :  $\beta = 0,984$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8220,23 \times 10}{0,984 \times 13,5 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**a-2) Sens  $Ly$  :**

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 574,55 \text{ kg.m} = 5740,55 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu$  :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{574,55 \times 10}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,022 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a :  $\beta = 0,989$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{574,55 \times 10}{0,984 \times 13,5 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**b) Sur appuis :**

Le moment ultime :

$$\text{Max} = \text{May} = 548,15 \text{ kg. m} = 5480,15 \text{ N. m}$$

Le moment réduit  $\mu$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{574,55 \times 10}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_1 \rightarrow \text{Asc} = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,99$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{574,55 \times 10}{0,984 \times 13,5 \times 348} = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### c-Section minimale des armatures :

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ )

et  $\alpha = 0,85$ ,

on peut appliquer la formule suivante :

#### Sens $L_y$ :

$$A_{y \text{ min}} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ty} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ay} = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### Sens $L_x$ :

$$A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} (3 - \alpha / 2) = 1,2 (3 - 0,85 / 2) = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{tx} = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \text{ min}} = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ax} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \text{ min}} = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \text{ min}} = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### d-Choix des aciers :

$$\Phi \leq h_0 / 10 \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

#### En travée :

##### a-1) Sens $L_x$ :

$$A_{tX} = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$4T8 \text{ p, m} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

**Sens Ly :**

$$A_{ty} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \qquad 4T8p, m = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$Sty \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \quad Sty \leq 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad Sty = 25 \text{ cm}$$

**Sur appuis (chapeaux) :**

$$A_a = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \qquad 4T8 p, m = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$Sty \leq 33 \text{ cm} \Leftrightarrow \quad St = 25 \text{ cm}$$

**e-Armatures transversales :**

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \text{ tot}}{b \times d} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \quad \min(0,13f_c28 ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_u \text{ tot} = V_x + V_v \rightarrow \text{Sens Lx}$$

$$V_u \text{ tot} = V_y + V_u \rightarrow \text{Sens Ly}$$

$V_x$  et  $V_y$  : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties,

$V_v$  et  $V_u$  : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées,

On calcule  $V_x$  et  $V_y$  :

$$\alpha > 0,4 \Leftrightarrow \begin{cases} V_x = \frac{qu \times Lx}{2(1+\frac{\alpha}{2})} \\ V_y = \frac{qu \times Lx}{3} \end{cases} ; V_x > V_y$$

$$V_x = 3,6 \text{ KN}$$

$$V_y = 3,4 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_x > V_y$$

On calcul  $V_v$  et  $V_u$  :

$$V_v = \frac{P_0}{2u + v} = \frac{6695,38 \times 10}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 89271,73 \text{ N} = 89,27 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{P_0}{3u} = \frac{6695,38 \times 10}{3 \times 0,25} = 89271,73 \text{ N} = 89,27 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 3,6 + 89,27 = 92,89 \text{ kN} \rightarrow \text{Sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 3,4 + 89,27 = 92,67 \text{ kN} \rightarrow \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_u \text{ tot} = \max(V_u \text{ tot } x ; V_u \text{ tot } y) = 92,89 \text{ KN.}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \times d} = \frac{92,89 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,69 \text{ MPa}$$

15 cm  $\leq$  h0 = 15 cm  $\leq$  30 cm ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_c28 ; 5 \text{ MPa}) = 10 \times 0,15 / 3 \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires,

#### V-5-6- Les vérification à l'E.L.S :

##### a-Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$M_{0x} = (M_1 + vM_2)P_{\text{ser}}'$$

avec : v = 0,2 (E, L,S)

$$M_{0y} = (M_2 + vM_1)P_{\text{ser}}'$$

$$P_{\text{ser}}' = q_{\text{ser}} \times S' = \frac{P_{\text{a ser}}}{u \times v} \times S$$

$$P_{\text{a ser}} = (G + Q) / 4 = (4209,54 + 675) / 4 = 1221,13 \text{ kg}$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{P_{\text{a ser}}}{u \times v} = \frac{1221,13}{0,25^2} = 19538,08 \text{ kg / m}^2$$

$$P_{\text{ser}}' = 19538,08 \times \text{surface}$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le

tableau suivant : Lx = 1.58 m et Ly = 1.86 m

**Tableau-V-5-Les résultats des moments isostatiques des rectangles**

Rectangle	u $L_x$	v $L_y$	$M_1$	$M_2$	Surface	$P'_{ser}=q_{ser} \cdot S'$	$M_x$	$M_y$
(1)	0,76	0,64	0,072	0,057	1,44	28134,83	2346,44	2008,83
(2)	0,44	0,64	0,098	0,073	0,84	16411,99	1847,99	1519,75
(3)	0,76	0,38	0,083	0,074	0,84	16411,99	1605,09	1486,93
(4)	0,44	0,38	0,118	0,098	0,49	9573,66	1317,33	1164,16

**b-Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 210,69 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 166,31 \text{ kg. m}$$

**c-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**

Chargement :

$$L_x = 1.58 \text{ m et } L_y = 1.86 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}$$

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$$

**d-Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :**

$$\alpha = L_x / L_y = 1.58 / 1.86 = 0,85$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,85 \Rightarrow \mu_x = 0,0576 \text{ et } \mu_y = 0,7794 \text{ (Tirée de l'abaques).}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 68,30 \text{ kg.m et } M_{0yr} = 53,23 \text{ kg.m}$$

**e-Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :**

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 278,99 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 219,54 \text{ kg. m}$$

### f- Les moments retenus :

#### En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 209,24 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 14,65 \text{ kg. m}$$

#### Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 104,62 \text{ kg. m}$$

### g- Vérification des contraintes dans le béton :

#### Suivant Lx :

#### En travée :

$$M_{tx} = 2092,4 \text{ N. m} ; A_{tX} = 0,44 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

#### 1- Position de l'axe neutre :

$$b / 2 y^2 + \eta A' (y - d) - \eta A (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 6,6y - 89,1 = 0 \rightarrow y = 1,27 \text{ cm}$$

#### 2- Moment d'inertie :

$$I = b / 3 y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = 100 \times 1,27^3 + (15 \times 0,44 \times (13,5 - 1,27)^2)$$

$$= 1055,46 \text{ cm}^4$$

#### 3- Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2092,4}{1055,46} \times 1,27 = 2,52 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,52 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables .

#### Sur appuis :

$$M_a = 1046,2 \text{ N. m} ; A_a = 0,33 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0$$

#### 1- Position de l'axe neutre :

$$b / 2 y^2 + \eta A' (y - d) - \eta A (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 4,95y - 66,82 = 0 \rightarrow y = 1,11 \text{ cm}$$



**2- Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 1,113^3}{3} + (15 \times 0,33 \times (13,5 - 1,1)^2) = 806,7 \text{ cm}^4$$

**3- Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1046,2}{806,7} \times 1,1 = 1,42 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,42 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

**Suivant  $L_y$  :****En travée :**

$$M_{ty} = 1646,5 \text{ N. m} ; A_{ty} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

**1-Position de l'axe neutre :**

$$b/2 y^2 + \eta A_s (y - d) - \eta A_s (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 5,25y - 70,87 = 0 \rightarrow y = 1,14 \text{ cm}$$

**2-Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 1,1433^3}{3} + (15 \times 0,35 \times (13,5 - 1,14)^2) = 851,42 \text{ cm}^4$$

**3- Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1646,5}{851,42} \times 1,14 = 2,20 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,20 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

**IV-5-7 Disposition du ferrailage :****1-Arrêt des barres :**

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

On a :  $f_{e400}$  et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

**2-Cas des charges uniformes :**

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

**3-Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max(L_s ; 0,2 L_x) = \max(32 \text{ cm} ; 31,6 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max(L_s ; L_1 / 2) = \max(32 \text{ cm} ; 16 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

**4-Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à

raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$L_x / 10 = 158 / 10 = 15,8 \text{ cm}$$

Soit la distance d'arrêt des barres et 25cm.

**5-Armatures finales :****a) Suivant  $L_x$  :**

$$A_t = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}8 \text{ p. m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}8 \text{ p. m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

**b) Suivant  $L_y$  :**

$$A_t = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}8 \text{ p. m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}8 \text{ p. m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

**IV-5-8-Voile de la cage d'ascenseur :**

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être  $e_p \geq 15 \text{ cm}$ ,

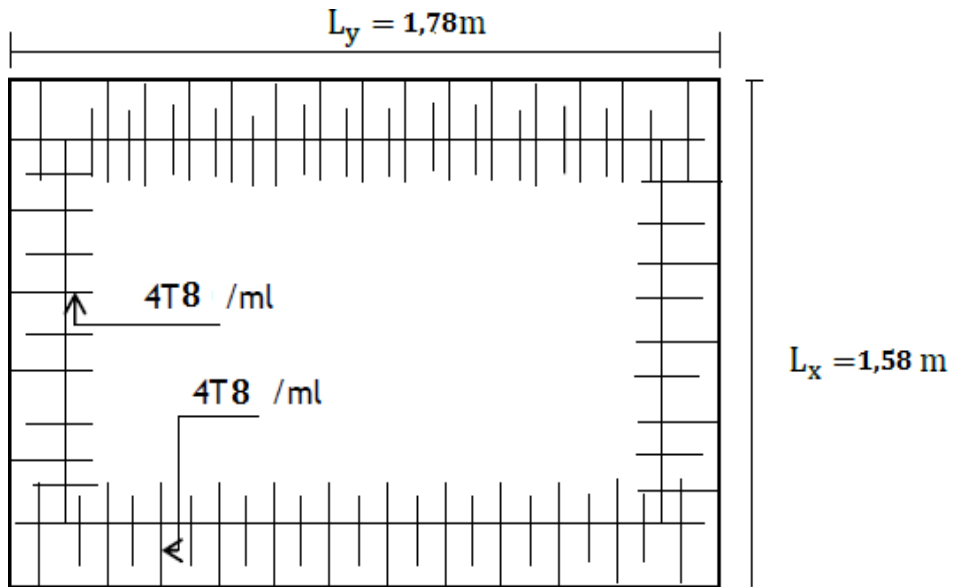
On adopte une épaisseur  $e_p = 15 \text{ cm}$ ,

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10 / ml

soit :  $A_{\text{adopté}} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  L'espaceur :  $St = 20 \text{ cm}$



*Figure V- 10- : Ferrailage inférieur et supérieur de la dalle de l'ascenseur*

# Chapitre VI

## Etudes sismiques

## VI-1 Introduction :

La région du nord de l'Algérie présente une activité sismique élevée. L'un des principaux défis en génie parasismique réside dans la gestion des forces horizontales qui s'exercent sur les structures pendant un séisme. En comprenant l'intensité et la façon dont ces forces varient dans le temps, les concepteurs peuvent dimensionner les constructions de manière à leur conférer une rigidité et une résistance adéquates afin de limiter les dommages.

## VI-2 METHODES D'ESTIMATION DES FORCES SISMIQUES

Il existe différentes méthodes qui ont été développées pour évaluer les forces sismiques susceptibles d'affecter une structure. Parmi ces méthodes, on peut mentionner :

### ❖ La méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à substituer les forces dynamiques réelles qui se produisent dans la structure par un système de forces statiques fictives. Ces forces sont appliquées successivement dans les deux directions orthogonales et ont des effets équivalents à ceux de l'action sismique. Selon les conditions spécifiques, le Règlement Parasismique Algérien de 1999 (version 2003) permet d'effectuer les calculs en utilisant cette méthode. Elle considère la structure comme étant soumise à un effort tranchant à sa base, qui est déterminé par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q : Facteur de qualité ;
- R : Coefficient de comportement
- W : Poids total de la structure.

✓ **Condition d'application** : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2] Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- **Régularité en plan** : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]

1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des

contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15 % de celle de ce dernier.

- Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]
  1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
  2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
- 4. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- ✓ tous groupe.

Zone IIa :

- ✓ groupe d'usage 3.
- ✓ groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- ✓ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- ✓ groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.
- ✓ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- ✓ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

#### ❖ La méthode d'analyse modale spectrale :

- Principe de la méthode :

Cette méthode vise à déterminer, pour chaque mode de vibration, l'effet maximal généré par les forces sismiques, qui sont représentées par un spectre de réponse de calcul. Par la suite, ces effets sont combinés afin d'obtenir la réponse globale de la structure.

- Modélisation :

Le modèle de notre structure sera représenté par un système encastré tridimensionnel à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers. Ce modèle sera caractérisé par trois degrés de liberté, comprenant les translations horizontales dans deux directions et une rotation autour de l'axe vertical. Cette approche est conforme aux directives du Règlement Parasismique Algérien de 1999 (version 2003) dans sa section 4.3.2.

#### ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

### **Choix de la méthode de calcul :**

Selon le RPA99V2003, notre structure est située et classée dans la zone sismique I, groupe d'usage A1. Pour l'analyse, nous avons utilisé une méthode dynamique, en l'occurrence la méthode d'analyse modale spectrale, en utilisant le logiciel de calcul de structures ETABS.

Cette méthode prend en compte la réponse de la structure en fonction des modes déterminés, en se basant sur les hypothèses suivantes :

- La masse est considérée comme concentrée au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres). Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés comme rigides dans leur plan.
- Le nombre de modes à prendre en compte est déterminé de manière à ce que la somme des coefficients de participation massique soit égale ou supérieure à 90%.

### **VI-3 Présentation du logiciel de calcul ETABS**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS** Pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher
- Les forces sismiques

### **VI-4 Etapes de modélisation**

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes :

1. Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
2. Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
3. Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
4. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,).
5. Lancement de l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il

y a lieu.

6. Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc....).
7. Interprétation des résultats.

**Remarque :**

La modélisation se fait à partir des données précédentes, (résultats de pré dimensionnement)

**Tableau VI.1 : Résultats de pré dimensionnement**

	Bloc B1	Bloc B2
Poteaux	50*50 (cm)	50*50 (cm)
Poutres Principal	35*60 (cm)	35*65 (cm)
Poutres chaînage	35*55 (cm)	35*60 (cm)
Planchers CC	25+5 (cm)	25+5 (cm)
Balcons ( dalle pleine )	Ep 15 (cm)	Ep 15 (cm)

- Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites : accidentelles du RPA :ELU : 1.35G+1.5Q.  ELS : G+Q	Combinaisons G+Q±E.  0,8G±E.
--	---------------------------------------

**VI-4 Spectre de réponse de calcul :**

**VI-4 -1 Détermination des paramètres du spectre de réponse:**

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$Sa/g = \begin{cases} 1,25A (1 + T/ T_1) (2,5\eta.Q/R - 1) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \times (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} / & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) ( T_2/3 )^{2/3} / ( 3 /T )^{5/3} / ( Q/R ) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

**Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :



$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

➤ **Coefficient d'accélération A :**

Zone1., groupe 1A, (D'après la classification sismique de wilaya d'ALGER : RPA 99 Version 2003) ;

**Tableau VI.2: Coefficient d'accélération de zone « A ».**

Groupe	Zone			
	I	Ia	Ib	III
1A	0,15	0,25	0,3	0,4
1B	0,12	0,2	0,25	0,3
2	0,10	0,15	0,2	0,25
3	0,07	0,1	0,14	0,18

Alors d'après les deux critères précédents on obtient :  $A=0.15$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

Selon le tableau 4.3 du Règlement Parasismique Algérien de 1999 (version 2003), le coefficient R est déterminé en fonction du système de contreventement tel que défini à l'article 3.4 du R.P.A99/2003.

Dans ce cas :

Portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide  $R = 3.5$

➤ **Classification du site :**

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Le site de notre projet est considéré Site S3

⇒ Sol meuble Site 3

Donc :  $\begin{cases} T = 0,5\text{sec} \\ T = 0,15\text{sec} \end{cases}$

➤ **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité Q dépend principalement des caractéristiques de la structure, notamment :

La redondance et la géométrie des éléments constituant la structure.

La régularité en termes de plan et d'élévation.

La qualité du contrôle de la construction.

**Tableau VI.3: Pénalité à retenir pour le critère de qualité.**

Critère « q »	$p_q$		
	Observé	N /Observé	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0
4. Régularité en élévation	0	0.05	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0 ,10	0.10
		$\sum p_q$	<b>0.15</b>
		<b>Q</b>	<b>1.15</b>

**Q** : Facteur de qualité :

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.15$$

➤ **Pourcentage d'amortissement critique ( $\xi$ ) :**

$\eta$  : Le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7}/2 + \xi \geq 0,7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

**Tableau VI-4: Pourcentage d'amortissement critique.**

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Portiques en béton armé, remplissage dense  $\rightarrow \xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{7/2 + 7} \geq 0,7 = 0,88 > 0,7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### **VI-4 -2**Caractéristiques dynamiques

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des périodes et des facteurs de participations modales calculés à l'aide du logiciel ETABS.:

**Tableau IV.5 : Périodes et pourcentages de participation massique bloc B1**

Mode	Period(s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.288585	77.6048	0.2317	0	77.6048	0.2317
2	0.251335	0.1738	78.5842	0	77.7786	78.8159
3	0.222729	0.425	0.9638	0	78.2036	79.7797
4	0.076077	14.8701	0.1373	0	93.0738	79.917
5	0.069785	0.1227	13.6763	0	93.1965	93.5933
6	0.057682	0.1125	0.0477	0	93.309	93.6411
7	0.029169	6.5477	0.0416	0	99.8566	93.6826
8	0.0284	0.033	6.3091	0	99.8896	99.9917
9	0.022564	0.1104	0.0083	0	100	100

**Tableau IV.6 : Périodes et pourcentages de participation massique bloc B2**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.223965	0.3302	72.6141	0	0.3302	72.6141
2	0.208305	76.1374	0.4212	0	76.4676	73.0352
3	0.173272	0.1916	2.9289	0	76.6592	75.9641
4	0.053904	0.0667	17.4172	0	76.7259	93.3813
5	0.051737	17.8905	0.0777	0	94.6164	93.4589
6	0.041117	0.0127	1.0686	0	94.6292	94.5275
7	0.023816	0.0096	4.9188	0	94.6388	99.4462
8	0.023104	5.3605	0.0104	0	99.9993	99.4566
9	0.019127	0.0007	0.5434	0	100	100

**VERIFICATION :****IV.4.1. Vérification du RPA :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=0.288s$ , bloc B1 et  $T=0.224 s$  bloc B2
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5<sup>ème</sup> mode les 2 blocs
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à X-X pour les 2 blocs
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y pour les 2 blocs
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation pour les 2 blocs.

**IV.4.2. Vérification de la période fondamentale :**

On doit vérifier que la valeur de période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30% ( $T_N < 1,3 T_e$ ).

Tel que  $T_e$  : période empirique de la structure : La formule empirique à utiliser selon les cas est :

$$T_e = \min [C_T h_n^{3/4} ; 0,09 * h_n / \sqrt{D}]$$

- $h_n$  : hauteur mesurée de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;
- $C_T$  : coefficient en fonction du système de contreventement partiellement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie  $C_T$  est donné par le tableau 4.6 RPA;  $C_T=0.05$
- $D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul ;

\* **Bloc B1** : on a  $T_N = 0,288s$

- $T = C_T h_n^{3/4} = 0.05 \times 12.6^{3/4} = 0.33 s$
- Pour le sens X-X :  $h_n = 12.6 m.$   $D_x = 17.23 m.$  Alors :  $T_x = 0.270 s$
- Pour le sens Y-Y :  $h_n = 12.6 m.$   $D_y = 20.50 m.$  Alors :  $T_y = 0.250 s.$

$$T_e = \min (T_x, T_y) = 0.250 s \quad T_N = 0,288s < 1,3T_e = 0.325 s \dots\dots\dots C. \text{ vérifié.}$$

\* **Bloc B2** : on a  $T_N = 0.063 s$

- $T = C_T h_n^{3/4} = 0.05 \times 12.6^{3/4} = 0.33 s$
- Pour le sens X-X :  $h_n = 12.6 m.$   $D_x = 30.41 m.$  Alors :  $T_x = 0.205 s$
- Pour le sens Y-Y :  $h_n = 12.6 m.$   $D_y = 26.14m.$  Alors :  $T_y = 0.220 s.$

$$T_e = \min (T_x, T_y) = 0.205 s \quad T_N = 0,224 s < 1,3T_e = 0.266 s \dots\dots\dots C. \text{ vérifié.}$$

**IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

En raison de comparaison avec la méthode dynamique nous allons évaluer la force sismique totale :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$$

- $A=0.15$   $Q= 1.15$   $R = 5$
- Calcul du facteur d'amplification dynamique  $D$  : D'après le RPA 99/V.2003, le facteur d'amplification dynamique s'écrit comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

– **T1 et T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7).

Terrain meuble (**S3**)  $\Rightarrow$

$$T_1 = 0,15\text{sec} \quad \text{et} \quad T_2 = 0,5$$

sec.

On a  $T_2 (S_3) = 0,5$  s. Dans les 2 sens et les 2 blocs on a  $0 \leq T \leq T_2$  Donc on utilise la formule (I).

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\xi}\right)} \geq 0.7$$

$$\Rightarrow \quad \eta = 0,88 \quad \text{donc : } D = 2,5 \times 0,88 = 2.2 \text{ Pour les 2 blocs.}$$

➤ Poids total de la structure **W** :

Selon le RPA99/V.2003, il faut prendre la totalité des charges permanente avec une fraction des charges d'exploitation d'après le tableau 4.5 (RPA99/V.2003. p41)  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ .

Avec  $\beta$  coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation selon le tableau 4.5, RPA99/version 2003 :  $\beta = 0,6$

Les résultats des différents poids correspond à chaque bloc sont déterminés par le ETABS et ils sont comme suit :

**Tableau IV.7 : le poids du bloc B1**

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y
<b>STORY1</b>	D1	409.0881	409.0881
<b>STORY2</b>	D2	409.0881	409.0881
<b>STORY3</b>	D3	316.4364	316.4364

**Tableau IV.8 : le poids du bloc B1**

Etage	Masse	Poids
1	409.09	4013.15
2	409.09	4013.15
3	316.44	3104.24
	$\Sigma p$	11130.55

**Tableau IV.9 : le poids du bloc B2**

Story	Diaphragm	Mass X	MassY
STORY2	D1	749.6526	749.6526
STORY1	D1	749.6526	749.6526
STORY3	D3	637.0573	637.0573

**Tableau IV.10 : le poids du bloc B2**

Etage	Masse	Poids
1	749.653	7354.09
2	749.653	7354.09
3	637.057	6249.53
	$\Sigma p$	20957.71

Donc :

\* **Bloc B1 :**

**Tableau IV.11 : effort tranchant du bloc B1.**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3
EX	1	U1	821.23	36.99	0
EX	2	U1	1.18	-31.56	0
EX	3	U1	3.63	-7.02	0
EX	4	U1	181.47	13.55	0
EX	5	U1	0.88	-12.36	0
EX	6	U1	1.33	-1.33	0
EX	7	U1	116.83	6.85	0
EX	8	U1	0.31	-5.85	0
EX	9	U1	1.04	-0.49	0
EX	All	All	849.12	53.22	0
EY	1	U2	36.99	1.67	0
EY	2	U2	-31.56	843.98	0
EY	3	U2	-7.02	13.6	0
EY	4	U2	13.55	1.01	0
EY	5	U2	-12.36	173.46	0
EY	6	U2	-1.33	1.34	0
EY	7	U2	6.85	0.4	0
EY	8	U2	-5.85	112.06	0
EY	9	U2	-0.49	0.23	0
EY	All	All	53.22	868.99	0

$$V_{\text{stat}} = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.15}{5} \times 11130.55 = 844.81$$

Sens X-X :  $V_{\text{dyn}} = 849.12 \text{ kN}$      $80\%V_{\text{stat}} = 675.85\text{kN}$ .

Sens Y-Y :  $V_{\text{dyn}} = 868.99 \text{ kN}$      $80\%V_{\text{stat}} = 675.85\text{kN}$ .

La condition de RPA (article 4.3.6)  $V_{\text{dyn}} > 80\%V_{\text{stat}}$  est vérifiée dans les deux sens.

\* **Bloc B2 :**

**Tableau IV.12 : effort tranchant du bloc B2.**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	6.21	-96.67	0	974.067	63.138	-1378.231
							15570.32	15619.58
EX	2	U1	1552.09	105.08	0	-1053.38	2	1
EX	3	U1	1.79	-7.99	0	76.592	15.422	-127.064
EX	4	U1	2.63	-35.86	0	77.491	5.496	-477.614
EX	5	U1	493.71	37.67	0	-79.464	1000.897	-4691.934
EX	6	U1	0.29	-2.47	0	6.104	0.683	-34.144
EX	7	U1	1.15	-13.99	0	28.069	2.314	-201.789
EX	8	U1	178.2	14.85	0	-29.979	358.171	-1754.861
EX	9	U1	0.08	-1.03	0	2.062	0.165	-14.782
EX	All	All	1638.46	153.56	0	1441.642	15606.70	16469.69
							6	9
EY	1	U2	-96.67	1504.17	0	-15155.667	-982.379	21444.11
EY	2	U2	105.08	7.11	0	-71.316	1054.148	7
EY	3	U2	-7.99	35.59	0	-341.154	-68.694	-1057.483
EY	4	U2	-35.86	489.42	0	-1057.731	-75.024	565.961
EY	5	U2	37.67	2.87	0	-6.063	76.362	6519.341
EY	6	U2	-2.47	21.21	0	-52.401	-5.861	-357.966
EY	7	U2	-13.99	169.42	0	-340.016	-28.027	293.112
EY	8	U2	14.85	1.24	0	-2.498	29.839	2444.433
EY	9	U2	-1.03	12.83	0	-25.762	-2.056	-146.198
EY	All	All	153.56	1591.44	0	15200.446	1447.132	184.692
								22583.96
								2

$$V_{\text{stat}} = \frac{0.15 \cdot 2.2 \cdot 1.15}{5} \times 20957.71 = 1590.69$$

Sens X-X :  $V_{\text{dyn}} = 1638.46 \text{ kN}$      $80\%V_{\text{stat}} = 1272.55\text{kN}$ .

Sens Y-Y :  $V_{\text{dyn}} = 1591.44 \text{ kN}$      $80\%V_{\text{stat}} = 1272.55\text{kN}$ .

La condition de RPA (article 4.3.6)  $V_{\text{dyn}} > 80\%V_{\text{stat}}$  est vérifiée dans les deux sens.

#### IV.4.4. Vérification des déplacements inter étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser (1,0%) de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R * \delta_{eK}$$

$\delta_{eK}$  : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

➤ Bloc B1 :

**Tableau IV.13 : Les déplacements inter étages (Bloc B1)**

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
STORY3	D3	EX	0.0084	0.0005
STORY3	D3	EY	0.0004	0.0063
STORY2	D2	EX	0.0054	0.0003
STORY2	D2	EY	0.0003	0.0042
STORY1	D1	EX	0.0019	0.0001
STORY1	D1	EY	0.0001	0.0015

**Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter étages (Bloc A).**

SENS X-X						SENS Y-Y				
Story	$\delta_x$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation	$\delta_y$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
3 Etage	8.4	42	15	42	<b>Vérifier</b>	6.3	31.5	10.5	42	<b>Vérifier</b>
2 Etage	5.4	27	17.5	42	<b>Vérifier</b>	4.2	21	13.5	42	<b>Vérifier</b>
1 Etage	1.9	9.5	9.5	42	<b>Vérifier</b>	1.5	7.5	7.5	42	<b>Vérifier</b>



➤ Bloc B2 :

**Tableau IV.15 : Les déplacements inter étages (Bloc B2)**

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
STORY3	D3	EX	0.0049	0.0005
STORY3	D3	EY	0.0005	0.0056
STORY2	D1	EX	0.003	0.0003
STORY2	D1	EY	0.0003	0.0033
STORY1	D1	EX	0.001	0.0001
STORY1	D1	EY	0.0001	0.0011

**Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter étages (Bloc B2)**

SENS X-X						SENS Y-Y				
Story	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation	$\delta_{eK}^y$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
3 Etage	4.9	24.5	9.5	42	<b>Vérifier</b>	5.6	28	11.5	42	<b>Vérifier</b>
2 Etage	3	15	10	42	<b>Vérifier</b>	3.3	16.5	11	42	<b>Vérifier</b>
1 Etage	1	5	5	42	<b>Vérifier</b>	1.1	5.5	5.5	42	<b>Vérifier</b>

#### IV.4.5. Vérification de l'effet P-Delta : (RPA99/Art 5.9)

Il faut calculer le coefficient :  $\theta_K = \frac{PK \times \Delta_K}{VK \times h_K} \leq 0.10$  et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

-Si  $\theta_K < 0,10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

-Si  $0,10 < \theta_K < 0,20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $1 / (1 - \theta_K)$ .

-Si  $\theta_K > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

PK : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

VK : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

$h_K$  : hauteur de l'étage « K »

➤ Bloc B1 :

**Tableau IV.16 : Vérification de l'effet P-Delta (Bloc B1)**

SENS X-X						SENS Y-Y				
Story	PK	$\Delta_k$	$V_k(x)$	$\theta_x$	Observation	PK	$\Delta_k$	$V_k(y)$	$\Theta_y$	Observation
3 Etage	3104.24	0.015	414.85	0,026	<b>Vérifier</b>	3104.24	0.0105	416.84	0,018	<b>Vérifier</b>
2 Etage	7117.39	0.0175	717.26	0,041	<b>Vérifier</b>	7117.39	0.0135	730.51	0,031	<b>Vérifier</b>
1 Etage	11130.55	0.0095	849.12	0,029	<b>Vérifier</b>	11130.55	0.0075	868.99	0,022	<b>Vérifier</b>

➤ Bloc B2 :

**Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P-Delta (Bloc B)**

SENS X-X						SENS Y-Y				
Story	PK	$\Delta_k$	$V_k(x)$	$\theta_x$	Observation	PK	$\Delta_k$	$V_k(y)$	$\Theta_y$	Observation
3 Etage	6249.53	0.0095	868.66	0,016	<b>Vérifier</b>	6249.53	0.0115	851.34	0,020	<b>Vérifier</b>
2 Etage	13603.62	0.01	1373.89	0,023	<b>Vérifier</b>	13603.62	0.011	1336.71	0,026	<b>Vérifier</b>
1 Etage	20957.71	0.005	1638.46	0,015	<b>Vérifier</b>	20957.71	0.0055	1591.44	0,017	<b>Vérifier</b>

#### IV.4.6. Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99version2003art 7.4.3)

$$Z = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :  $N_d$ : l'effort normal maximal

$B_c$ : l'aire de section brute

$f_{c28}$ : la résistance caractéristique du béton

**Tableau IV.18. Vérification de l'effort normal réduit du bloc B1.**

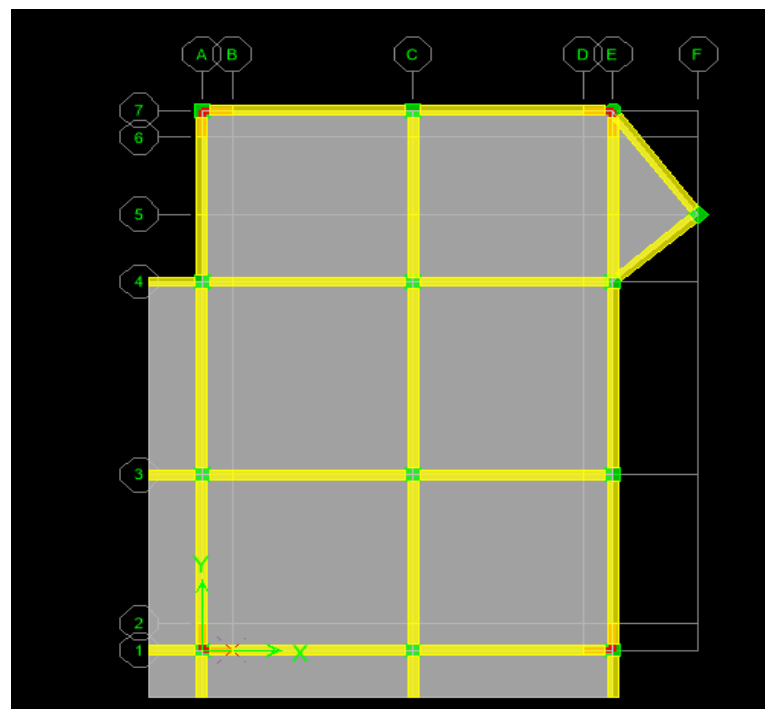
$N_d$ (N)	1598.85x10 <sup>3</sup>
$B_c$ (mm <sup>2</sup> )	240100
$f_{c28}$ (MPa)	25
Z	0.266

Tableau *IV.19. Vérification de l'effort normal réduit du bloc B2*

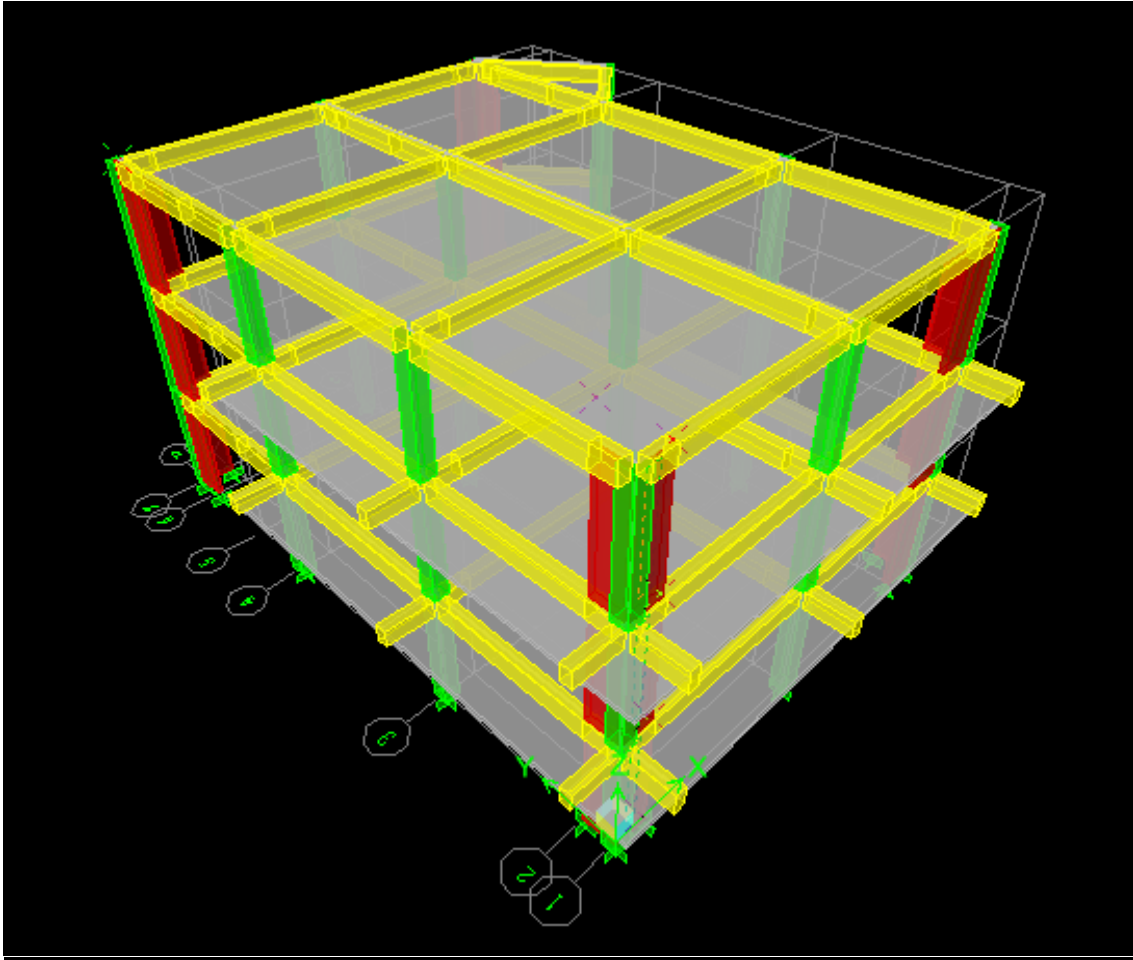
$N_d$ (N)	$1698.55 \times 10^3$
$B$ (mm <sup>2</sup> )	240100
$f_{c28}$ (MPa)	25
$Z$	0.282

Donc :

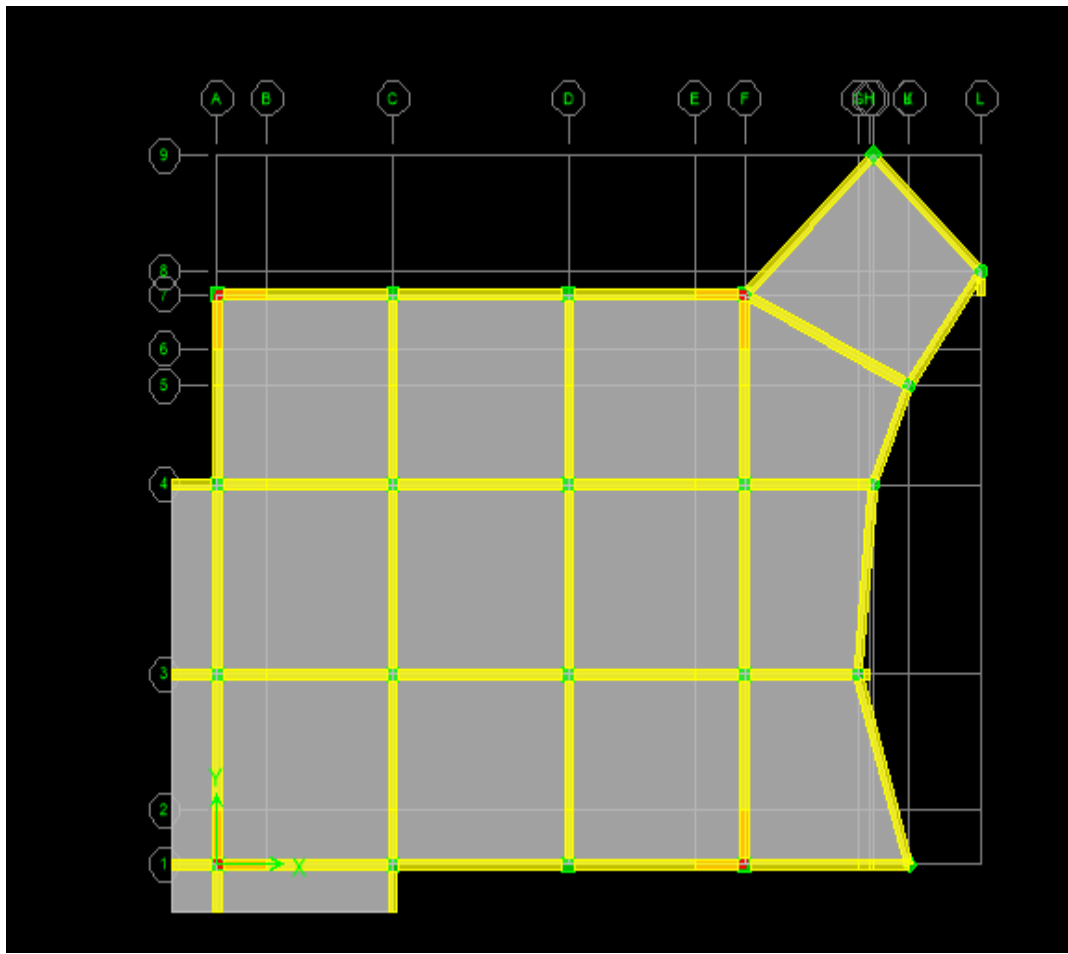
$Z < 0.30 \Rightarrow$  condition vérifiée pour les 2 blocs.



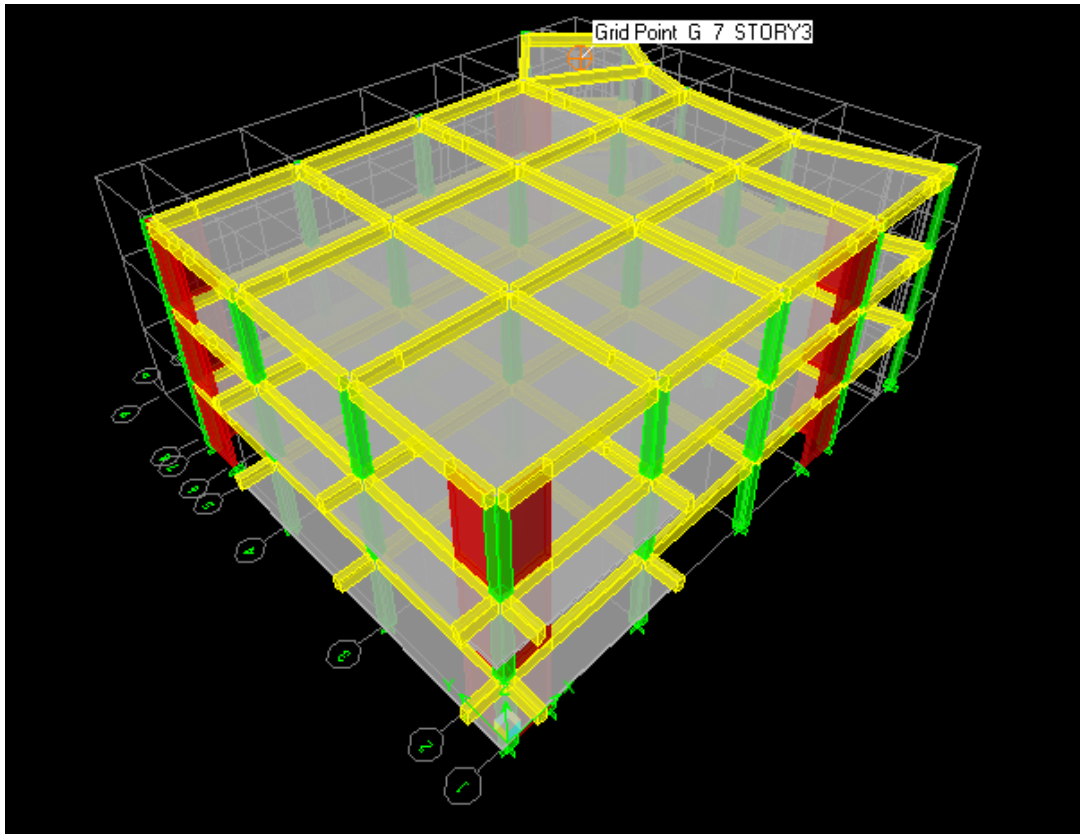
*Figure IV.1. Vue en plan bloc B1*



*Figure IV.2. Vue en 3d bloc B*



*Figure IV.3. Vue en plan bloc B2*



*Figure IV.4. Vue en 3d bloc B2*

# Chapitre VII

## Calcul des portiques

## VII.1. FERRAILLAGE DES POUTRES :

### VII.1.1. Introduction

Les poutres subissent une sollicitation de flexion simple, générant à la fois un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant est utilisé pour calculer les dimensions des armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant est utilisé pour déterminer les armatures transversales. En considérant la fissuration comme étant peu nuisible et en prenant en compte les combinaisons suivantes :

- **Selon le BAEL :** (situation durable)
  - ELU  $1.35G+1.5Q$
  - ELS  $G+Q$
- **Selon RPA 99 :** (situation accidentelle)
  - $G+Q + EX$
  - $G+Q+EY$
  - $0.8G\pm EX$
  - $0.8G\pm EY$
- La combinaison  $(1,35G+1,5Q)$  nous permet de déterminer le moment maximum entravée.
- La combinaison  $(G + Q\pm E)$  donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison  $(0,8G \pm E)$  nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue.

### 2. Recommandation du RPA99/V03 et du BAEL 91 en zone I :

#### a. Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute la section :  $A_{\min} = 0.5. b.h$ .

#### \* Bloc B1

$$\text{Poutre de } (35 \times 65) \text{ cm} \implies A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 65 = 11.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre de } (35 \times 55) \text{ cm} \implies A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 55 = 9.62 \text{ cm}^2$$

#### \* Bloc B2

$$\text{Poutre de } (35 \times 65) \text{ cm} \implies A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 65 = 11.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre de } (35 \times 60) \text{ cm} \implies A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 60 = 10.5 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : La longueur minimale de recouvrement est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

#### ❖ En zone courante :

#### \* Bloc B1

$$\text{Poutre de } (35 \times 65) \text{ cm} \implies A_{\min} = 0.04 \times 35 \times 65 = 91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre de } (35 \times 55) \text{ cm} \implies A_{\min} = 0.04 \times 35 \times 55 = 77 \text{ cm}^2$$



\* **Bloc B2**

Poutre de (35 x65) cm  $\implies A_{\min} = 0.04 \times 35 \times 65 = 91 \text{ cm}^2$

Poutre de (35 x60) cm  $\implies A_{\min} = 0.04 \times 35 \times 60 = 84 \text{ cm}^2$

❖ **En zone de recouvrement :**\* **Bloc B1**

Poutre de (35 x65) cm  $\implies A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 65 = 136.5 \text{ cm}^2$

Poutre de (35 x55) cm  $\implies A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 55 = 115.5 \text{ cm}^2$

\* **Bloc B2**

Poutre de (35 x65) cm  $\implies A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 65 = 136.5 \text{ cm}^2$

Poutre de (35 x60) cm  $\implies A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 60 = 126 \text{ cm}^2$

La longueur de recouvrement est :

- 40φ: En zone I et IIa.
- 50φ: En zone IIb et III.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux derive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un rectangle ou un carré.

**b. Armatures transversales : (Art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires minimum de  $(h/4, 12\phi_1)$
- En dehors de la zone nodale:  $S_t \leq h/2$
- La valeur du diamètre  $\phi_1$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

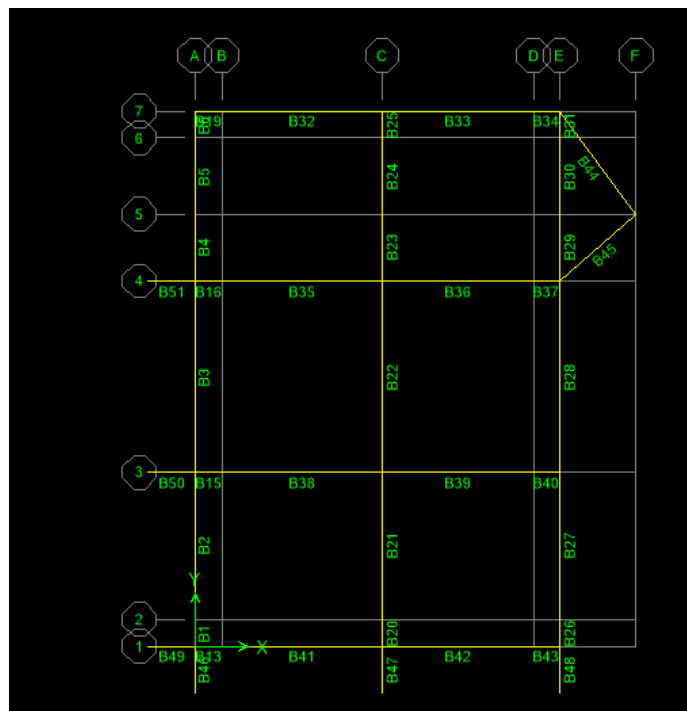
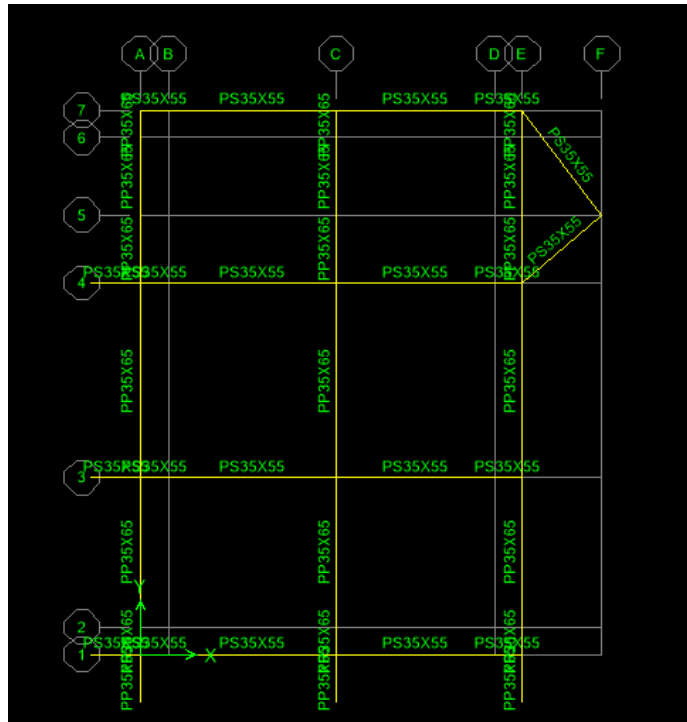


Figure VII.1. Plan de repérage des poutres et des chainages (B1).

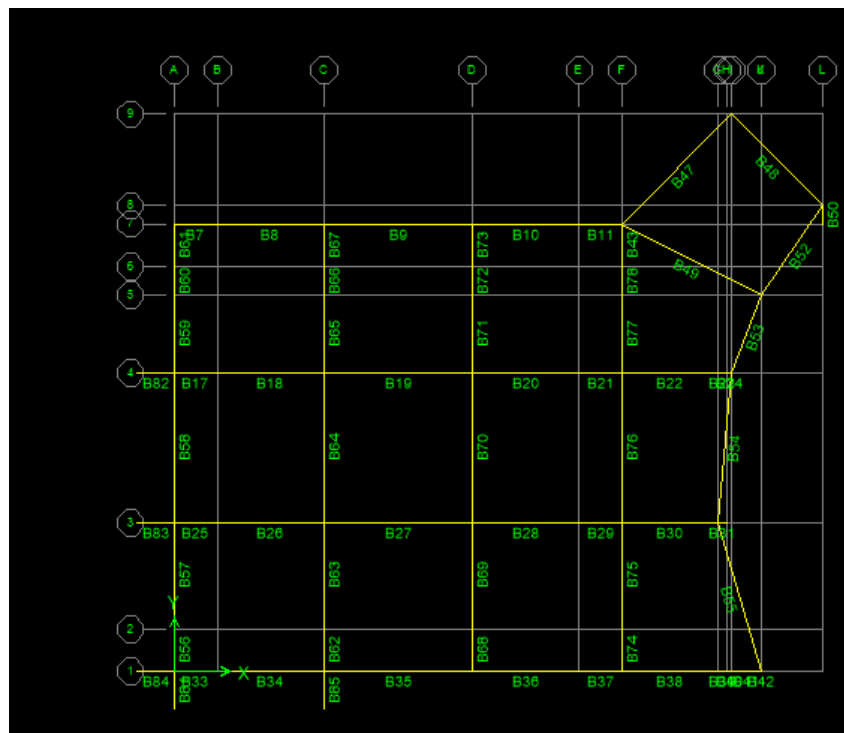
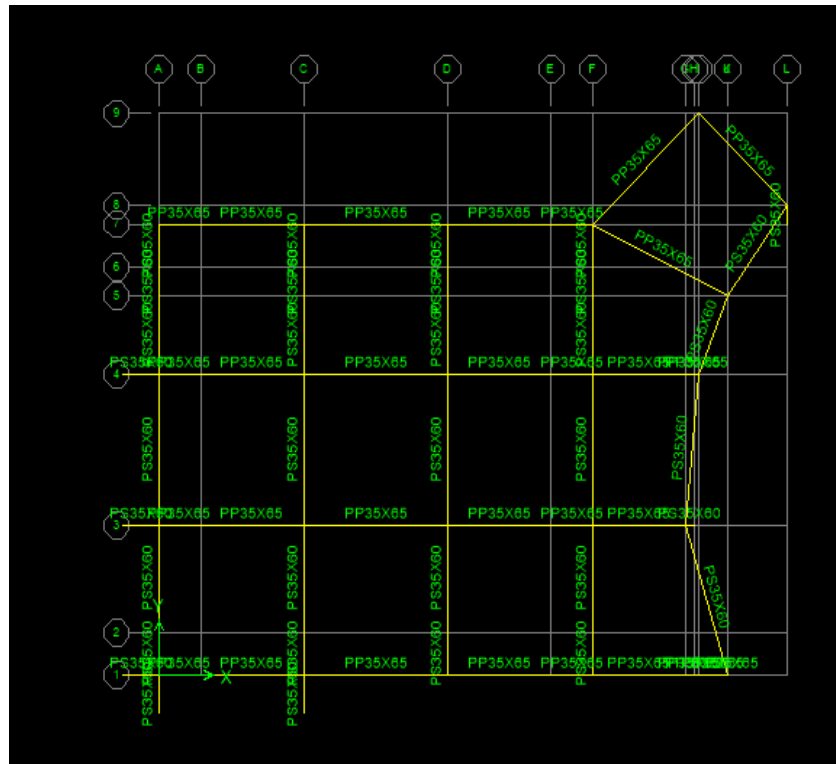


Figure VII.2. Plan de repérage des poutres et des chainages (B2).

### VII.1.2. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrillés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres :

Sollicitations du 1er genre (BAEL 91) :  $1,35G + 1,5Q$

Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) :  $0,8G \pm E \quad G + Q \pm E$

- Poteaux :

Sollicitations du 1er genre (BAEL 91) :  $1,35G + 1,5Q$

Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) :  $+ Q \pm 1,2E \quad G + Q \pm E$

## VII.2. Ferrailage des poutres :

### VII.2.1 Méthode de calcul :

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple. Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable. Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1er et du 2ème genre : Sollicitations du 1er genre (BAEL 91) :

$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$  Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) :

$S_{p2} = 0,8G \pm E \quad S_{p2} = G + Q \pm E \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$

Si :  $M_{sp1} \quad M_{sp2} < 1,15 ; n$  détermine les armatures sous  $S_{p2}$

$M_{sp1} \quad M_{sp2} > 1,15 ; n$  détermine les armatures sous  $S_{p1}$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s ; \gamma_b$ ).

Pour la situation accidentelle :

$$\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa}$$

Pour la situation normale ou durable :

$$\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

### 3) Exemple de calcul :

Le ferrailage est calculé selon les règles de *B.A.E.L.91* :

On prend comme exemple les poutres principales de section (35 x 65) cm<sup>2</sup>. On fixe en premier les armatures filantes :

#### a. Calcul a la flexion simple (armatures longitudinales) :

- Ferrailage minimale selon le BAEL :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_c} \times b_0 \times d$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{2,1}{400} \times 35 \times 58,5 = 2,47 \text{ cm}^2$$

Pour toute la section on a :  $A_{\min} = 2 \times 2,47 = 4,94 \text{ cm}^2$

- Ferrailage minimale selon RPA :

$$A_{\min} = 0.5.b.h = 0.005 \times 35 \times 65 = 11.37 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage adopte :**

Donc on adopte un ferrailage de **3T14** filantes en nappe supérieure, **3T14** filantes en nappe inférieure et **2T14** chapeaux  $\Rightarrow 6T14$  filantes + 2 T14 chapeaux =  $12.32 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ .

L'exemple ci-dessous sera fait sur des poutres principales les poutres les plus sollicitées, les moments  $M_{sp1}$  et  $M_{sp2}$  sont tirés à partir du logiciel ETABS.

❖ **Bloc B1**

▪ **En appuis :** poutre B22 du plancher story 2.

- $M_{sp1} = -342.67 \text{ KN.m}$  (ELU)
- $M_{sp2} = -244.97 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1.16 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous Sp1}$$

Données :

- Largeur de la poutre :  $b = 35 \text{ cm}$  ;
- Hauteur de la section :  $h = 65 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h = 58.5 \text{ cm}$  ;
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Pour les armatures longitudinales on a :

$$\mu_u = \frac{M_{SP1}}{b_0.d. f_{bc}} = \frac{342.67.10^{-3}}{0.35.(0.585)^2.14.17} = 0.20 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0.887$  La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{SP1}}{\beta.d. \sigma_{bc}} = \frac{342.67.10^3}{0.887.58.5.348} = 18.97 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T20 filantes + 1T14 chapeaux ce qui nous donne  $A = 20.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

▪ **En travée :** poutre B22 du plancher story 2.

- $M_{sp1} = 225.27 \text{ KN.m}$  (ELU)
- $M_{sp2} = 160.98 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1.40 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous Sp1}$$

$$M_{SP1} = 225.27.10^{-3}$$

$$\mu_u = \frac{M_{SP1}}{b_0.d.f_{bc}} = \frac{225.27 \cdot 10^3}{0.35 \cdot (0.585)^2 \cdot 14.17} = 0.13 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0.390$  La section d'acier :

$$A_r = \frac{M_{SP1}}{\beta.d.\sigma_{bc}} = \frac{225.27 \cdot 10^3}{0.390 \cdot 58.5 \cdot 348} = 11.90 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T14 filantes + 2T14 en renfort ce qui nous donne  $A = 12.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

### ➤ Poutres principales (35x 65)

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VII- 1: Armatures longitudinales de poutres principales**

Bloc	$M_x^{ma}$		A travée	A appuis	BAEL	RPA
	M travée (KN.m)	M appuis (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{scal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
B1	225.27	-342.67	11.90	18.97	4.94	11.37
B2	239.20	-361.77	12.72	20.22	4.94	11.37

**Tableau VII- 1:** Armatures longitudinales des poutres principales.  
Ferrailage adopté des poutres principaux :  $A_{adopté} = ma(A_{Cal}, A_{min(BAEL)}, A_{min(RPA)})$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII- 2 : Choix des armatures longitudinales des poutres principales.**

	Travée	Appuis
Bloc	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
B1	6T14+2T14 =12.32	6T20+1T14 =20.39
B2	6T14+3T14 =13.85	6T20+1T14 =20.39

### ➤ Poutres secondaires (35x 55)

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VII- 3: Armatures longitudinales de poutres secondaire (B1).**

Bloc	$M_x^{ma}$		A travée	A appuis	BAEL	RPA
	M travée (KN.m)	M appuis (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{scal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
B1	19.36	-70.71	1.12	4.23	4.18	9.62

Ferraillage adopté des poutres principaux :  $A_{adopté} = ma(A_{Cal}, A_{min(BAEL)}, A_{min(RPA)})$

Les résultats du ferraillage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII- 4 : Choix des armatures longitudinales des poutres secondaire (B1).**

	Travée	Appuis
Bloc	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
B1	6T14+ 1T14 = 10.78	6T14+ 1T14 = 10.78

➤ **Poutres secondaires (35x 60)**

Les résultats du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VII- 5: Armatures longitudinales de poutres secondaire (B2).**

Bloc	$M_x^{ma}$		A travée	A appuis	BAEL	RPA
	M travée (KN.m)	M appuis (KN.m)	$A_{tcal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{scal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
B2	40.22	-278.49	2.17	17.82	4.56	10.5

Ferraillage adopté des poutres principaux :  $A_{adopté} = ma(A_{Cal}, A_{min(BAEL)}, A_{min(RPA)})$

Les résultats du ferraillage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII- 6 : Choix des armatures longitudinales des poutres secondaire (B2).**

	Travée	Appuis
Bloc	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
B2	6T14+ 1T14 = 10.78	6T16+ 3T16 = 18.09

**VII.2.2- Vérification du ferraillage de la poutre :**

**Calcul a l'effort tranchant (armatures transversales)**

➤ **Poutres principales (35x 65)**

$V_u = -338.27$  KN

**1. Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{bx d} = \frac{338.27 \times 10}{35 \times 58.5} = 1.65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13fc28 ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

### b) Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 18.57 \text{ mm} ; 35 \text{ mm} ; 14 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi t = 8 \text{ mm}$$

On ajoute un étrier en  $\Phi 8$ , on aura donc quatre brins d'armature,  $4 \times \Phi 8 = 4 \times 0.503 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

Soit : 1 cadre + 1 étrier en  $\Phi 8$ .

### c) L'espacement

\* Selon le BAEL, on a :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 52.65 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

\* Selon le R.P.A 99/2003, on a :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 16.25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 19,2 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 32.50 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

### d) la section d'armatures minimale :

\* Selon le BAEL91 (article A.5.1.23), on a :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,825 ; 0,4 \} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,825 \times 35}{235} = 0,12 \text{ cm}$$

$$A_t = 1.2 \text{ cm}^2.$$

\* Selon le R.P.A 99/2003, on a :

$$A_t = 0.003.10.35$$

$$A_t = 1.05 \text{ cm}^2.$$

### a) la section d'armatures transversales



$$\frac{At \times f_e}{St \times b \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kft_j}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \Leftrightarrow \frac{At}{St} \geq \frac{(1,65 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 35 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,194 \text{ cm}$$

Donc on prend  $A_t = 1,94 \text{ cm}^2$ .

### e) Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = \frac{T}{0,9 \times d \times u \times n}$$

$\psi$  s Coefficient de scellement = 1,5  $\psi$  s pour H.A

T : Effort tranchant « max » T = 4,96 t

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus n = 3

$\mu$  : Périmètre d'armature tendu ;  $\mu = \pi \times \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,39 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{user}} = \frac{338,27 \times 10^{-2}}{0,9 \times 58,5 \times 4,39 \times 3 \times 10^{-2}} = 0,49 \text{ MPa} < \overline{\tau_{\text{user}}} = 3,15 \text{ MPa.}$$

### f) Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

$\Phi$  : diamètre d'une barre.

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 35 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 6,6 \text{ cm.}$$

### i) Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$l_2 = d - (c + / 2 + r) 2 \phi ; \text{ Profondeur utile } d = 31,5 \text{ cm.}$$

$$l_1 \geq \frac{Ls - 2,19r - L2}{1,87} =$$

$$\phi l = 1,2 \text{ cm} ; L2 = 21,3 \text{ cm} ; L1 = 3,55 \text{ cm}$$

### j) La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone I :

$$\Phi = 1.4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

#### h) Vérification à l'ELU :

##### ➤ Poutres principales (35x 65)

**Tableau VII- 7 : Vérification des contraintes tangentielles Poutres porteuses.**

Bloc		V <sub>u</sub> (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{r}$ (MPa)	Conditions
B1	Appui	-338.27	1.65	3,25	C. Vérifier
	Travée	332.28	1.62		C. Vérifier
B2	Appui	-341.43	1.66		C. Vérifier
	Travée	352.17	1.72		C. Vérifier

##### ➤ Poutres secondaires

**Tableau VII- 8 : Vérification des contraintes tangentielles Poutres secondaires.**

Bloc		V <sub>u</sub> (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{r}$ (MPa)	Conditions
B1 (35 x55) cm	Appui	-30.97	0.17	3,25	C. Vérifier
	Travée	50.91	0.29		C. Vérifier
B2 (35x60) cm	Appui	-188.78	0.99		C. Vérifier
	Travée	57.54	0.30		C. Vérifier

#### f) Vérification de la flèche :

$$M_{\text{ser}} = 160.98 \text{ KN.m} ; M_0 (G + Q) l^2 / 8 \text{ (a l' E.L.S)}$$

$$M_0 = (6.10 + 3.5)7.15^2 / 8 = 61.35 \text{ KN.m}$$

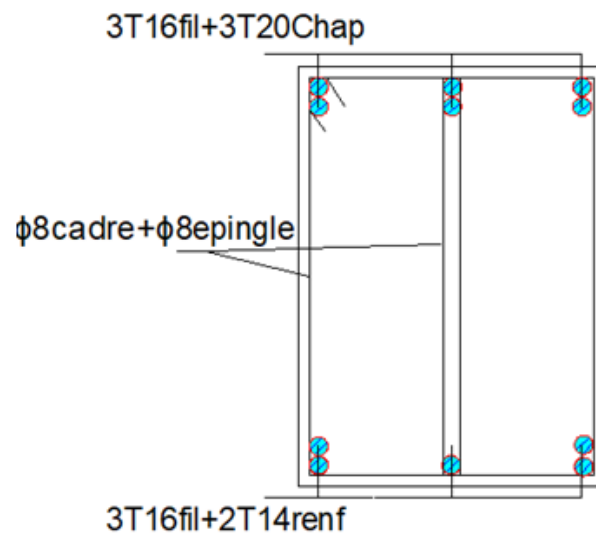
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{65}{715} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,09 > 0,0625; \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{\text{ser}}}{10 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{65}{715} \geq \frac{160.98}{10 \times 61.35} = 0,09 < 0.26 = 0,039 ; \text{ Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{12.32}{35 \times 58.5} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 ; \text{ Condition vérifiée}$$

**Tableau VII- 9 : vérification des flèches pour les poutres.**

Bloc	Types	L (cm)	Fleche (mm)	Fleche admissible (mm)	Condition
B1	Poutres porteuses	715	10.64	17.87	C. Vérifier
	Poutres secondaires	700	10.03	17.5	C. Vérifier

**Figure VII.3 : Ferrailage des Poutres Principales**

## VII.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

### VII.2.1. Introduction

En règle générale, les poteaux sont soumis à des moments de flexion, des efforts normaux et des efforts tranchants, ce qui nécessite de calculer la flexion composée. Pour déterminer la section des armatures requise, on retient la valeur maximale parmi les six combinaisons suivantes :

➤ *Premier genre :*

- $1,35G + 1,5Q \Leftrightarrow$
- $N_{max} ; M_{corresp} \rightarrow A1$
- $N_{min} ; M_{corresp} \rightarrow A2$
- $M_{max} ; N_{corresp} \rightarrow A3$

➤ *Deuxième genre :*

- $0,8G \pm E \Leftrightarrow$
- $G + Q \pm E \Leftrightarrow$
- $N_{max} ; M_{corresp} \rightarrow A4$
- $N_{min} ; M_{corresp} \rightarrow A5$
- $M_{max} ; N_{corresp} \rightarrow A6$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité  $\gamma_s$  ;  $\gamma_b$  :

**Tableau VII- 10: Situation durable et accidentelle**

Situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	1	14.17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,85	18.48	1	400	400

### VII 2.2.Recommandation selon le RPA99 version 2003, BAEL et le CBA93 :

#### Armatures longitudinales :

- ✓ Pourcentage d'armature minimum :
  - BAEL exige :  $A_s \min \geq \max(4u ; 0.2\%B)$
  - RPA exige :  $A_s \min = 0.7 \%B$  en zone I.
- ✓ Pourcentage d'armature maximum :
  - BAEL exige :  $A_s \max \leq 5\%B$
  - RPA exige :
    - $A_s \max_1 = 4\%B$  en dehors de la zone courante
    - $A_s \max_2 = 6\%B$  dans la zone de recouvrement
- ✓ Ferrailage minimum d'après le CBA93 :

Condition de non fragilité :

$$A_{t\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales  $\varphi_{\min} = 12 \text{ mm}$ .
- La longueur minimale de recouvrement  $L_r = 40\varphi$  en zone I.

#### Armatures transversales :

Ces aciers sont disposés de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Maintenir les armatures longitudinales
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm
- Dans la zone nodal  $St \leq \min(10\Phi, 15\text{cm})$  Zone I.
- Dans la zone courante  $St \leq \min 15\varphi_l$  Zone I.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $\varphi_t$  minimum

$$\Phi_t < \frac{1}{3} \varphi_l$$

$$\varphi_t < 12\text{mm}$$

$\varphi_l$ : le diamètre de la plus grosse armature longitudinal.

#### Selon RPA (l'article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{Pa \cdot Vu}{h_1 \cdot f_e}$$

### VII.2.3. Calcul du ferrailage des poteaux :

#### A. Armatures longitudinales :

**Tableau VII- 11: Ferrailage maximale et minimale.**

Bloc	Section	BAEL 91		CBA 93	RPA99/2003		
		Amin (cm <sup>2</sup> )	Amax (cm <sup>2</sup> )	Acon (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Amax (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	Amax (cm <sup>2</sup> ) Zone de recouvrement
B1	(50x50)	8	125	2.72	17.5	100	150
	(50)	6.28	98.12	2.72	13.73	78.50	117.75
B2	(50x50)	8	125	2.72	17.5	100	150
	(50)	6.28	98.12	2.72	13.73	78.50	117.75

**Tableau VII- 12: Sollicitations du premier genre (E.L.U.R).**

Combinaisons		Bloc B1		Bloc B2	
		(50x50) (cm <sup>2</sup> )	(50) (cm <sup>2</sup> )	(50x50) (cm <sup>2</sup> )	(50) (cm <sup>2</sup> )
A	N <sub>max</sub> {KN}	1214.59	234.20	2352.94	962.53
	M <sub>cor</sub> {KN.m}	8.17	1.40	7.51	16.485
B	N <sub>min</sub> {KN}	15.99	210.68	20.12	137.62
	M <sub>cor</sub> {KN.m}	12.16	0.406	4.24	54.42
C	M <sub>max</sub> {KN.m}	137	1.40	151.14	100.29
	N <sub>cor</sub> {KN}	308.49	234.20	318.38	241.26

### VII 2.4-Exemple de calcul :

➤ Section (50x50) cm<sup>2</sup>( bloc B1)

#### VI .2.4.1-Combinaison du 1<sup>er</sup> genre :

$$N_{\max} = 1214.59 \text{ KN} , M_{\text{cor}} = 8.17 \text{ KN. m}$$

##### a-1) Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,0067$$

$$Mu = Nu (d - ht / 2 + e) = 1214.59 \times (0,45 - 0,50 / 2 + 0,0067) = 251.05 \text{ KN. m}$$

##### a-2) Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times H \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514Nu/b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} Nu=1214.59 \text{ KN} < 28694 \text{ 3KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu= 251.05\text{KN.m} < 523.68\text{KN.m.} \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_1=A'_1=0$ ).

$$N_{\min} = 15.99 \text{ KN} , M_{\text{cor}} = 12.16\text{KN. m}$$

### b-1) Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,76$$

$$Mu = Nu (d - ht/2 + e) = 15.99 \times (0,45 - 0,50 / 2 + 0,76) = 15.35\text{KN. m}$$

### b-2) Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times H \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514Nu/b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} Nu=15.99\text{KN} < 286943\text{KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu= 15.35\text{KN.m} < 6.74\text{KN.m.} \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

La 2ème condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante. Le calcul du ferrailage est obligatoire :

### Ferrailage :

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.35 \times 10^4}{50 \times 45^2 \times 14.17} = 0.10 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.944$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.35 \times 10^4}{0.944 \times 45 \times 348} = 10.38\text{cm}^2$$

$$A_{s2} = A_s - \frac{Nu}{\sigma_s} = 10.38 - \frac{15.99 \times 10^2}{348} = 5.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 5.79 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{cor}} = 308.49\text{KN}, M_{\text{max}} = 137\text{KN. m}$$

### c-1) Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,44$$

$$Mu = Nu (d - ht/2 + e) = 308.49 \times (0,45 - 0,50 / 2 + 0,44) = 198.70\text{KN. m}$$

### c-2) Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times H \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514Nu/b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} Nu=308.49\text{KN} < 286943\text{KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu= 198.70\text{KN.m} < 69.78\text{KN.m.} \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante. Le calcul du ferrailage est obligatoire :

**Ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{198.70 \times 10^4}{50 \times 45^2 \times 14.17} = 1.38 > \mu_1 \rightarrow A' \neq 0$$

$$M_1 = \mu_1 \times f_{bc} \times b \times d^2 = 0,392 \times 14.17 \times 10^{-2} \times 0,50 \times 0,45^2 = 0,0056 \text{ KN.m}$$

$$MR = M_u - M_1 = 198.70 - 0,0056 = 198.69 \text{ KN.m}$$

On a :  $\beta = 0,732$

$$A'_s = \frac{MR}{(d - c')\sigma_s} = \frac{198.69 \times 10^2}{(45 - 5)348} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s} + A'_s \times \frac{\sigma_s'}{\sigma_s} = \frac{0.0056 \times 10^2}{0,732 \times 45 \times 348} + 1.43 \times 1 = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s3} = 1.43 \text{ cm}^2$$

**Tableau VII- 13: Sollicitations du deuxième genre.**

Combinaisons		Bloc B1		Bloc B2	
		(50x50) (cm <sup>2</sup> )	(50) (cm <sup>2</sup> )	(50x50) (cm <sup>2</sup> )	(50) (cm <sup>2</sup> )
A	N <sub>max</sub> {KN}	1598.85	203.42	1698.54	697.68
	M <sub>cor</sub> {KN.m}	5.95	1.88	5.33	11.75
B	N <sub>min</sub> {KN}	11.90	48	100.63	73.94
	M <sub>cor</sub> {KN.m}	8.93	1.43	1.16	27.69
C	M <sub>max</sub> {KN.m}	98.66	3.59	58.22	72.26
	N <sub>cor</sub> {KN}	226.37	185.99	1132.16	177.19

**VII.2.4.2-Combinaisons du 2eme genre :**

$$N_{\max} = 1598.85 \text{ KN} , M_{\text{cor}} = 5.95 \text{ KN.m}$$

**a-1) Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,0037$$

$$M_u = N_u (d - ht / 2 + e) = 1598.85 \times (0,45 - 0,50 / 2 + 0,0037) = 325.72 \text{ KN.m}$$



**a-2) Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times H \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514Nu/b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu=1598.85 \text{ KN} < 28694 \text{ 3KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu= 325.72\text{KN.m} < 1135.07\text{KN.m} \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_{s4}=A'_{4}=0$ ).

$$N_{\min} = 11.90\text{KN} , M_{\text{cor}} = 8.93\text{KN. m}$$

**b-1) Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,75$$

$$Mu = Nu (d - ht / 2 + e) = 11.90 \times (0,45 - 0,50 / 2 + 0,75) = 11.30\text{KN. m}$$

**b-2) Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times H \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514Nu/b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu=11.90\text{KN} < 28694 \text{ 3KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu= 11.30\text{KN.m} < 5.25\text{KN.m} \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

La 2ème condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante. Le calcul du ferrailage est obligatoire :

**Ferrailage :**

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.30 \times 10^4}{50 \times 45^2 \times 14.17} = 0.0787 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.959$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.30 \times 10^4}{0.959 \times 45 \times 348} = 7.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s5} = A_s - \frac{Nu}{\sigma_s} = 7.52 - \frac{11.90 \times 10^2}{348} = 4.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s5} = 4.10 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{cor}} = 226.37\text{KN}, M_{\text{max}} = 98.66\text{KN. m}$$

**c-1) Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,44$$

$$Mu = Nu (d - ht / 2 + e) = 226.37 \times (0,45 - 0,50 / 2 + 0,44) = 144.88\text{KN. m}$$

**c-2) Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times H \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514Nu/b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} Nu=226.37\text{KN} < 28694 \text{ 3KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu= 144.88\text{KN.m} < 37.17\text{KN.m} \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

La 2ème condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante. Le calcul du ferrailage est obligatoire :

**Ferrailage :**

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{144.88 \times 10^4}{50 \times 45^2 \times 14.17} = 1.009 > \mu_1 \rightarrow A' \neq 0$$

$$M_1 = \mu_1 \times f_{bc} \times b \times d^2 = 0,392 \times 14.17 \times 10^{-2} \times 0,50 \times 0,45^2 = 0,0056 \text{ KN.m}$$

$$MR = Mu - M_1 = 144.88 - 0,0056 = 144.87$$

$$\text{On a : } \beta = 0,732$$

$$A'_s = \frac{MR}{(d - c') \sigma_s} = \frac{144.87 \times 10^2}{(45 - 5) 348} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s} + A'_s \times \frac{\sigma_{s'}}{\sigma_s} = \frac{0.0056 \times 10^2}{0,732 \times 45 \times 348} + 1.04 \times 1 = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s6} = 1.04 \text{ cm}^2$$

**Section adoptée :**

$$A_{\min} = 0,007 \times 50 \times 50 = 17.5 \text{ cm}$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min}) = \max(0, 5.79, 1.43, 0, 0, 4.10, 1.04, 17.5) = \mathbf{17.5 \text{ cm}^2}$$

On adopte

$$\mathbf{12T16 = 24.13 \text{ cm}^2}$$

**VII.2.4.3. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = 70.73 \text{ KN (50x50)}$$

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 70.73 \times 10^3 / (500 \times 450) = 0,31 \text{ Mpa}$$

$$\text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,31 \text{ Mpa} < \tau_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**VII.2.4.4. Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi_l / 3$$

$$\Phi_t = 14 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté est  $\Phi 8$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul

$-h_1$  : hauteur totale de la section brute

$-f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$-p_a$  : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique

$\lambda_g \geq 5$  et à 3,5 dans le cas contraire.

$-s_t$  : Espacement des armatures transversales.

**b) Espacement :** D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale :  $s_t \leq \min (10 \Phi_L ; 15\text{cm}) = 14 \text{ cm}$  Soit  $s_t = 10\text{cm}$ .

-En zone courante :  $s_t \leq 15 \Phi_L = 21 \text{ cm}$  Soit  $s_t = 15\text{cm}$ .

#### VII.2.4.5. Calcul de l'élançement géométrique $\lambda_g$ :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec:

$L_f$ , Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0 \quad \lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \times 4.20 / 0,5 = 5.88$$

$$\lambda_g = 5.88 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2.5$$

$$A_t = \frac{P_a \cdot V_u \cdot s_t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 70.73 \times 10 \times 15}{50 \cdot 235} = 2.25 \text{cm}^2$$

#### VII .2.2.6. Quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \times b}$  / en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 5,88 > 5 : 0,3\%$$

Alors :

- ✓ Zone nodale :  $A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$
- ✓ Zone courante :  $A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$

Le choix :

- ✓  $A_r = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- ✓  $St = 15 \text{ cm}$

**VII.2.2.7. Vérification de la section minimale d’armatures transversales :**

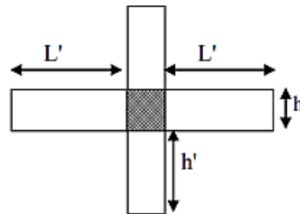
$$A_t \frac{f_e}{b \cdot St} \geq \max(\tau_u; 0,4 \text{ Mpa}) = \max(0,31; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times St \times b}{f_e}; \text{ ronds lisses} \rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 15 \times 50}{235} = 1,27 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VII.2.3. Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent

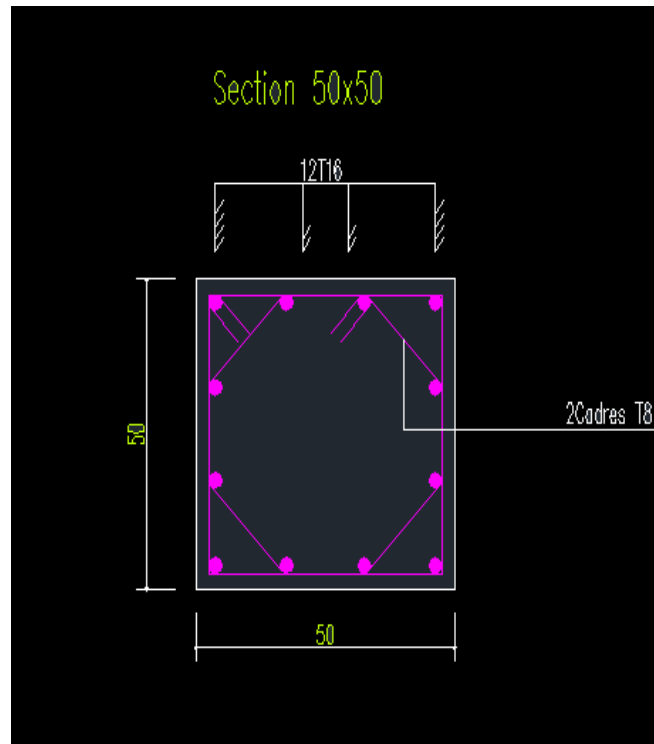


**Figure-VII-4-zone nodale**

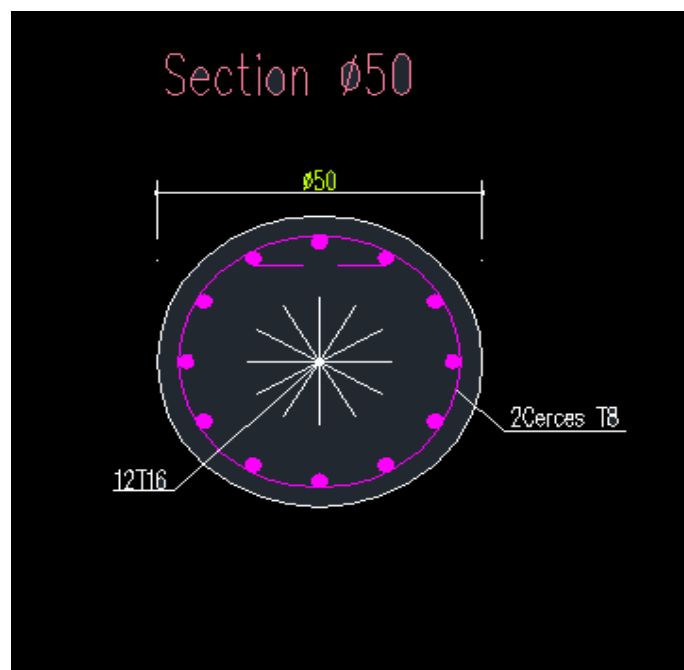
$$\begin{cases} h' = \text{Max} (H_e/6 ; b ; 50 ; 60 \text{ cm}) = \text{Max} (420/6 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}) = 70 \text{ cm}. \\ L' = 2 \cdot b = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

**Tableau VII- 14: Ferrailage des poteaux.**

		$A_s(\text{Cm}^2)$	$A_{smin}(\text{Cm}^2)$	$A_{adp}(\text{Cm}^2)$
Bloc B1	(50 x50)	5.79	17.5	12T16= 24.13
	(50)	0	17.5	12T16= 24.13
Bloc B2	(50 x50)	0	17.5	12T16= 24.13
	(50)	0	17.5	12T16= 24.13



*Figure-VII-5-Dessin de ferrailage des poteaux.*



*Figure-VII-6-Dessin de ferrailage des poteaux circulaires.*

### VII.3. Etude des voiles

#### VII.3.1. Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs. On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

#### VII.3.2. Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique). Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante. Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

##### a) Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion). – Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher). – L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

##### b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

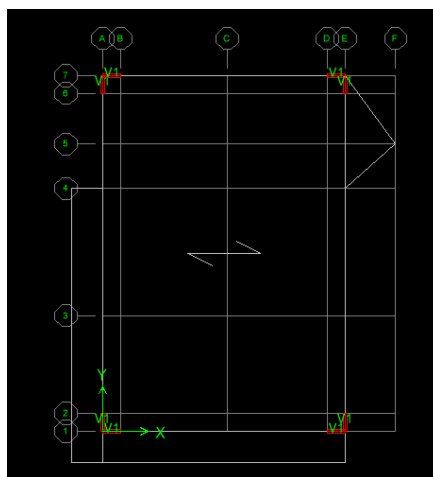


Figure VII.7: La disposition du voile (B1)

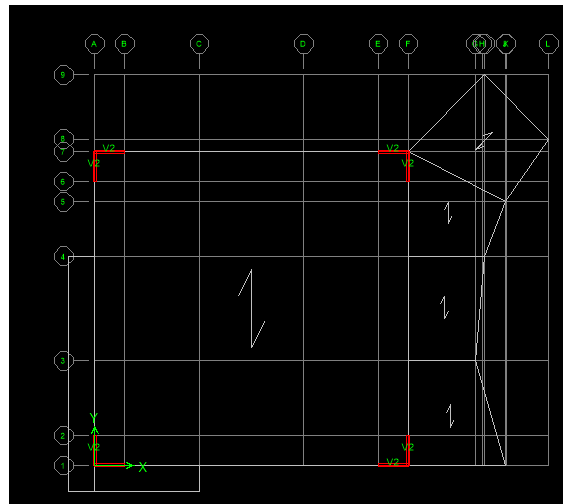


Figure VII.7: La disposition du voile (B2)

### c) principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$  ; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$  ; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales. )

### VII.3.3. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_c 28}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

**N** : effort normal appliqué ;

**M** : moment fléchissant appliqué ;

**A** : section du voile ;

**V** : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

**I** : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- ✓ Premier cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  ; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :  $A_{min} = 0,15 \times a \times L$ .

✓ Deuxième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  ; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = \frac{F_t}{f_e}$  ; On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- Si :  $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$ , on ferraille avec la section minimale ;
- Si :  $A_v > A_{min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

✓ Troisième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

### 1. Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

### 2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure. Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10%

### 3. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par  $m^2$  au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux. Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

### 4. Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

- $A_{vj} = 1,1 T / f_e$
- $T = 1,4V_u$

$V_u$  : 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.



### VII.3.4. Ferrailage des voiles :

**Tableau VII- 15: Tableau récapitulatif**

	Combinaisons	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	V (m)	N (KN)	M (KN.m)	V <sub>U</sub> (KN)	N <sub>s</sub> (KN)
Bloc B1 (V1)	G+Q	0.4	0.016	0.625	209.11	110.34	9.86	2328.62
Bloc B2 (V2)	G+Q+EX	0.6	0.133	1.125	3774.03	5588.61	38.87	4110.03

$$- \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{2160.62}{0.4} + \frac{3298.818 \times 0.625}{0.016} = 134261.63 \text{ KN / m}^2 = 134.26 \text{ MPa.}$$

$$- \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{2160.62}{0.4} - \frac{3298.818 \times 0.625}{0.016} = - 123458.53 \text{ KN / m}^2 = - 123.46 \text{ MPa.}$$

On à : ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

#### a). Calcul de la longueur tendue:

$$L_t = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_1|} \cdot l = \frac{123.46}{123.46 + 134.26} \cdot l = 0.48 \text{ m}$$

$$d_i \leq \min \left( \frac{L}{2}; \frac{2}{3} L_t \right) \leq \min \left( \frac{1}{2}; \frac{2}{3} \cdot 0.48 \right) \rightarrow d_i \leq \min ( 0.5 ; 0.32 ) \rightarrow d_i \leq 0.32 \text{ m}$$

#### b) . Détermination des armatures verticales

##### ➤ zone d'about

$$L_z = \frac{L}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

calcul de la contrainte  $\sigma_{\text{moy}}$  :

$$\frac{\sigma_1}{L_t} = \frac{\sigma_3}{(L_t - L_z)} \rightarrow \sigma_3 = \frac{134.26 \times (48 - 10)}{48} = 106.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{106.29 + 134.26}{2} = 120.27 \text{ MPa} ; ; \Delta s = 0.2 \times 0.1 = 0.002 \text{ m}^2$$

$$A_s = \frac{120.27 \times 1 \times 0.02}{400} = 60.13 \text{ cm}^2$$

choix : 2(10 T20) →  $A_s = 62.84 \text{ cm}^2$

➤ **zone courante**

$$d_z = \frac{L_t - L_z}{2} = \frac{48 - 10}{2} = 19 \text{ cm}$$

calcul de la contrainte  $\sigma_{\text{moy}}$  :

$$\frac{\sigma_1}{L_t} = \frac{\sigma_4}{(L_t - L_z)} \rightarrow \sigma_4 = \frac{134.26 \times (48 - 19)}{48} = 81.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_3 + \sigma_4}{2} = \frac{106.29 + 81.11}{2} = 93.7 \text{ MPa} ; ; \Delta s = 0.2 \times 0.19 = 0.038 \text{ m}^2$$

$$A_s = \frac{93.7 \times 1 \times 0.038}{400} = 89.01 \text{ cm}^2$$

choix : 2(13 T20) →  $A_s = 81.68 \text{ cm}^2$

**b). Calcul des armatures verticales :**

D'après le RPA99 (version 2003) le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de: 0,20%.

$$A_{\text{min}} = 0,20\% \cdot a \cdot L_T = 0.002 \times 20 \times 48 = 1.92 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 20 \text{ mm}$

**c). L'espacement :**

Selon le BAEL 91, on a :  $St \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33$

**VII.4. Vérification à l'ELS :**

**a). L'espacement :**

Selon le RPA 99/03 :  $St \leq \min\{1,5a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$

Donc :  $St \leq \min\{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{RPA}}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de  $St = 15 \text{ cm}$

**b) Vérification des contrainte de cisaillement :**

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.86 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1000} = 0.055 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.055 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

- RPA 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1.4 \times 9.86 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1000} = 0.077 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.077 \text{ MPa} < \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

### c) Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{S + (15 \times A_s)} = \frac{2328.62 \times 10}{(20 \times 100) + (15 \times 81.61)} = 7.22 < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

## VII.5 - Disposition des armatures :

### VII.5.1- Armatures verticales :

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm, selon le BAEL 91 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur 1 / 10 de la largeur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm :

On a :

$$St = 15 \text{ cm} \rightarrow St / 2 = 7,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée}$$

$$L = 4.25 \text{ cm} \rightarrow 100 / 10 = 10 \text{ cm}$$

### VII.5.2 - Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10φ ;
- Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les

- ouvertures sur l'épaisseur du mur ;
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur :  $St \leq \min\{1,5e ; 30 \text{ cm}\}$  ;
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

### VII.5.3 -Armatures transversales :

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré ;
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

*Tableau VII.16. : Choix des armatures longitudinales du voile*

Voiles	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	$L_t$ (cm)	zone	$L_z$ (cm)	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$A_s$ (cm)	choix	$E_p$ (cm)
V1	134.26	-123.46	48	D'about	10	120.27	62.84	2(10T20)	20
				courante	19	93.7	81.68	2(13T20)	20
V2	17.95	-15.68	93	D'about	20	16.02	32.04	12T20	20
				courante	20	12.50	45.62	15T20	20

# Chapitre VIII

## Etude de l'infrastructure

## VIII.1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage. Il existe plusieurs types de fondation :

### VIII.1.1 Fondation superficielle :

- Semelle isolée

Semelle filante sous mur

Semelle filante sous poteaux

Semelle filante croisées

- Radier général •

Fondation profonde (semelle sur pieux)

Choix de type de fondation :

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol  $\sigma$  sol

La classification du sol L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2.5bars. (Selon le rapport de sol).

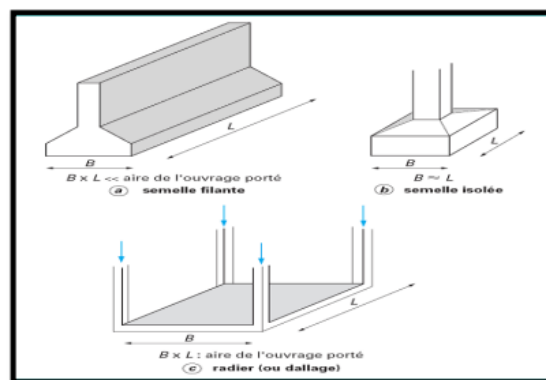


Figure VIII.1: Type des semelles superficielles

### VIII.1.2. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations. On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  
 N : Effort normal agissant à l'ELS  
 S : Surface de la fondation  
 a : Petit côté du Poteau  
 b : grand côté du Poteau

### VIII.1.3. Semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

Le dimensionnement des semelles se fait par la combinaison suivante:

S : Surface de la fondation.  $N=N1$  (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{seml}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

G + Q

N = 958.38 [Kn]

$\sigma_{sol} = 200$  [Kn/m<sup>2</sup>]

a = 0.5 [m]

b = 0.5 [m]

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

A est déterminé par :

$$\sigma = \frac{N}{A.B} \quad S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S = A.B

Avec :

A : longueur de la semelle.

B : largeur de la semelle.

Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :  $L_{\min} \geq 1,5 \times B$  Tel que  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :  $L_{\min} = 3,97 \text{ m} > 1,5 \times B = 3 \text{ m}$  .....condition vérifiée.

On considère que :

$$A = \frac{a}{b} B$$

$$B = \sqrt{\frac{N}{\frac{a}{b} \sigma_{\text{sol}}}} = 2.189 \text{ [m]}$$

$$h \geq \max \{h_1, h_2\}$$

$$h_1 = \frac{A - a}{4} + 5 \text{ cm}$$

$$h_2 = \frac{B - b}{4} + 5 \text{ cm}$$

$$h_1 = \frac{220 - 50}{4} + 5 \text{ cm} = 47.5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow h \geq 50 \text{ cm}$$

$$h_2 = \frac{220 - 50}{4} + 5 \text{ cm} = 47.5 \text{ cm}$$

**Tableau VIII.1 : Choix des armatures longitudinales du voile**

Semelle	N [KN]	a [m]	b [m]	a/b [m]	A [m]	B [m]	h [m]
S (B1)	958.38	0.5	0.5	1	2.20	2.20	0.50
S (B2)	1698.54	0.5	0.5	1	2.95	2.95	0.70

### Méthode de calcul :

$$A_s = \frac{Nu(4-a)}{8d\sigma_s}$$

La charge  $Nu$  est transmise au sol par l'intermédiaire de bielles de béton comprimées maintenues entres-elles par les armatures inférieurs

$$Nu = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)AB}{4}$$

$\sigma_M$  : Contrainte maximale sous la semelle.

$\sigma_m$  : Contrainte minimale sous la semelle.

Domaine d'application de la méthode des bielles :



- Semelle rigide :  $\frac{(A-a)}{4} \leq d \leq (A-a)$
- Sol entièrement comprimé :  $es \leq \frac{A}{6}$
- Poteau entièrement :  $ep \leq \frac{a}{6}$

**Ferrailage :**

D'abord on vérifie les conditions d'application de la méthode des bielles, avec les données suivantes de les semelles intermédiaire :

$$A = 2.20 \text{ m} \quad a = 0.50 \text{ m} \quad d = h - d' = 0.50 - 0.05 = 0.45 \text{ m}$$

$$\frac{(2.20 - 0.5)}{4} \leq d \leq (2.20 - 0.5) = 0.425 \text{ m} < d < (2.20 - 0.5) = 1.70 \text{ m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$es \leq \frac{2.20}{6} = 0.36 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$ep = \frac{Mu}{Nu} = \frac{2.833}{958.38} = 0.002 \text{ m} \leq \frac{0.5}{6} = 0.08 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vu que tous les conditions sont vérifiées, la méthode des bielles est applicable pour ce cas à condition de vérifier que le diagramme des contraintes sous la semelle, due à la réaction du sol, est toujours trapézoïdal

Donc, on calcul  $\sigma_M$  et  $\sigma_m$  comme suit :

$$Nu = 0.95838 \text{ MN}, \quad ep = 0.002, \quad A = 2.20 \text{ m}, \quad B = 2.20.$$

$$\sigma_M = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6ep}{A}\right) = \frac{0.95838}{4.84} \left(1 + \frac{6(0.002)}{2.20}\right) = 0.199 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6ep}{A}\right) = \frac{0.95838}{4.84} \left(1 - \frac{6(0.002)}{2.20}\right) = 0.196 \text{ MPa} > 0$$

**Tableau VIII.2. : Tableau recapulatif.**

Semelle	N [KN]	M/x [KN.m]	A [m]	B [m]	e [m]	A/6 [m]	Diagramme	$\sigma_M$ [KN.m <sup>2</sup> ]	$1.33\sigma_{sol}$ [KN.m <sup>2</sup> ]	Obs
S (B1)	958.4	2.383	2.20	2.20	0.002	0.37	Trap	199.355	266	cv
S(B2)	1699	5.334	2.95	2.95	0.003	0.49	Trap	196.479	266	cv

Les deux contraintes extrêmes sont positives, cela signifie que le diagramme de la réaction du sol est trapézoïdal, donc on peut appliquer la méthode des bielles avec l'effort normal fictif calculé comme suit:

$$Nu = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)AB}{4} = \frac{(3 \times 0.199 + 0.196)4.84}{4} = 0.959 \text{ MN.}$$

Par conséquent l'acier nécessaire pour équilibrer l'effort de traction à la base de la semelle est calculé comme suit :

$$A_s = \frac{Nu(4-a)}{8d\sigma_s} = \frac{0.95838(2.20-0.5)}{8 \times 0.45 \times 348} = 13 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte suivant chaque direction le ferrailage suivant :

$$12 \text{ T12 Avec : } A_s = 13.57 \text{ cm}^2$$

L'espacement des barres sera de 10 cm.

#### VIII.1.4. Vérifications divers :

##### a. Vérification de la capacité portante sous les combinaisons sismiques :

L'article (10.1.4) de l'RPA99v2003 recommande la justification de la capacité portante du système de fondations sous la combinaison on appliquant un coefficient de sécurité de 2 à la résistance ultime du sol. On doit vérifier pour chaque direction l'une des deux conditions suivant, à savoir l'intensité de l'excentricité  $e_p$ .

$$e \leq \frac{A}{6} \rightarrow \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_p}{A}\right) \leq 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$e \geq \frac{A}{6} \rightarrow \frac{2N}{3B \left(\frac{A}{2} - e\right)} \leq 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Sous la combinaison G+Q+E on a les sollicitations suivantes :

$$e_p = \frac{Mu}{Nu} = \frac{2.833}{958.38} = 0.002 \text{ m} < \frac{A}{6} = \frac{2.20}{6} = 0.36 \text{ m.}$$

Donc on vérifie la condition suivante :

$$\frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_p}{A}\right) = \frac{0.95838}{4.84} \left(1 + \frac{3 \times (0.002)}{2.20}\right) = 0.198 \leq 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

##### Vérification de la stabilité au renversement :

L'article (10.1.5) des règles RPA99V2003 préconise de vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement, c'est-à-dire que :

$$e = \frac{Mu}{Nu} \leq \frac{A}{4}$$

Avec :

A : est la petite dimension de la semelle,

N, M : sont les sollicitations maximales, obtenues sous la combinaison 0.8G+E. Donc :

$$e = \frac{1.772}{614.08} = 0,0028 < \frac{2.20}{4} = 0.55 = 0,425 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

##### Vérification au poinçonnement :(calcul pratique des ossatures de bâtiment en BA)

Pour limiter le risque de poinçonnement de la semelle plate par le poteau fortement chargé, on doit vérifier la condition suivante :

$$1.2\sigma_b \geq \frac{P-P_1}{P_c}$$

P<sub>c</sub> : Est le périmètre d'un contour homothétique de celui du poteau, situé à mi- épaisseur de la semelle et à une distance ht/2, de ce dernier. Il se calcul comme suit :

$$P_c = 4(ht + a) = 4(0,50 + 0,50) = 4 \text{ m}$$

P<sub>1</sub> : La valeur de la réaction du sol, appliquée sur l'aire délimitée par P<sub>c</sub> , et qui doit être soustraie de la charge P, dont :

$$P_1 = \left( \frac{P}{A \times B} \right) \frac{(ht + a)}{2} = \left( \frac{0.61408}{4.84} \right) \frac{(4 + 0.5)}{2} = 0.28 \text{ MN}$$

σ<sub>b</sub> : est la contrainte admissible pour le béton en traction, dont :

$$\sigma_b = 9 \text{ bars} = 0.9 \text{ MPa}$$

$$1.2\sigma_b = 1,2 \times 0,9 = 1,08 \geq \frac{0.611408 - 0.28}{4} = 0,082 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Schéma de ferrailage (BAEL91 p 231 et DTU) :**

D'abord on doit définir la nature d'arrêt et l'ancrage des armatures qui dépend du rapport entre la longueur du scellement droit et la petite dimension en plan de la semelle. On distingue trois cas :

$\frac{l_s}{A} \geq \frac{1}{4}$  : Il faut prévoir des crochets d'ancrage,

$\frac{1}{8} \leq \frac{l_s}{A} \leq \frac{1}{4}$  : Un ancrage droit des barres est suffisant,

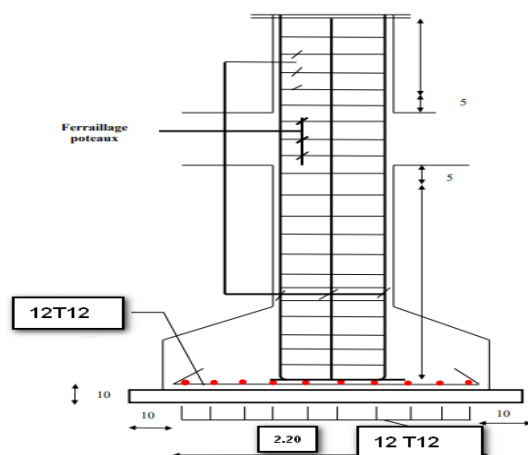
$\frac{l_s}{A} \leq \frac{1}{8}$  : Les barres peuvent être arrêtées en tiroir comme il est indiqué sur la figure suivante :



*Figure VIII.2 : Arrêt forfaitaire des barres*

$$l_s = 45.3\phi = 54.45 \text{ cm} \rightarrow \frac{54.45}{220} = 0.24$$

$\frac{l_s}{A} = 0.24 \leq \frac{1}{4} = 0.25$  Un ancrage droit des barres est suffisant.



*Figure VIII.5 : schéma de ferrailage semelle isolée sous poteau*

## VIII.5 .Étude des longrines :

### VIII.5.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres chaînages situées au niveau de l'infrastructure sous forme d'une ceinture relient les différentes semelles. Elles permettent la répartition et la transmission des efforts empêchant le tassement différentiel pour ne pas occasionner de désordres et s'opposent aux déplacements relatifs entre les fondations lors d'un séisme.

### VIII.5.2. Dimensions du coffrage :

On va adopter comme dimensions de la section transversale des longrines les valeurs minimales prescrites par l'RPA99v2003 dans l'article [10.1.1] :

- $\langle 25 \times 30 \rangle$ cm → sites de catégorie S2 et S3
- $\langle 30 \times 30 \rangle$ cm → sites de catégorie S4

Pour notre cas, on a un sol ferme, donc longrine aura comme section transversale  $\langle 25 \times 30 \rangle$ cm

### Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{KN}$$

**N**: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés,

**$\alpha$** : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, sa valeur est obtenue à partir du tableau 10.1 des règles RPA. Pour la zone I et le site de catégorie S3 il prend la valeur de 15.

**Tableau VIII.3. : Les sollicitations.**

combinaisons	$N_{\max}$ [KN]	$\alpha$	N[KN]
1.35G+1.5Q	1322.43	15	88.16
G+Q	958.38	15	63.89

**VIII.5.3. Ferrailage longitudinal :**

Puisque longrine est supposée soumise uniquement à la traction simple centrée, la totalité de l'effort de traction est repris par les armatures qui subissent toutes la même contrainte à cause de la symétrie, on Condition de résistance à l'ELU :

$$A_s \geq \frac{N_u}{f_{su}} = \frac{0.088}{348} = 2.5 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.5 \text{ cm}^2$$

**Condition de résistance à l'ELS :**  $A_s \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}}$

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte admissible de l'acier vau x :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}, \max \{0.5f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\} \right\} = \min \{266.67, \max \{200, 201.63\}\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_s \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.95838}{201.63} = 4.75 \text{ cm}^2$$

**Condition de non-fragilité :**

La quantité minimale d'acier recommandée par le règlement BAEL91V99, pour une section de béton donnée B, doit être telle que :

$$A_s \geq \frac{B \times f_{tj}}{f_e} = \frac{40 \times 30 \times 2.1}{400} = 6.3 \text{ cm}^2$$

**Ferrailage minimal de l'RPA99v2003 :**

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section du béton, soit :

$$A_s \geq 0.6\% B = 0.006 \times 40 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Finalement, l'acier adopté doit vérifier les quatre conditions simultanément, c'est-à-dire :

$$A_s \geq \{A_{s u}, A_{s ser}, A_{s \min RPA}, A_{s \min BAEL}\} = \max \{2.5; 4.75; 6.3; 7.2\} = 7.2 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T14** avec :  $A_s = 9.23 \text{ cm}^2$

**Ferrailage transversal :**

Pour l'acier transversal, on va adopter des cadres de 8 mm, avec un espacement de :

$St \leq \min\{15\text{cm}, 15\phi\} = \min\{15, 21\} = 15\text{cm}$  Donc, on prend :  $St = 15\text{cm}$

### **VIII.6. Conclusion**

Il existe différentes méthodes pour choisir les fondations des bâtiments, en prenant en compte des arguments techniques tels que la qualité du sol et les caractéristiques du bâtiment, ainsi que des considérations économiques, notamment le coût relatif des différentes solutions disponibles.

# **Conclusion générale**

### **Conclusion générale**

Ce projet nous a offert une opportunité d'approfondir notre compréhension des différentes techniques et logiciels de calcul tels que ETABS et AutoCAD, ainsi que des réglementations régissant la conception et le calcul des structures dans le domaine du bâtiment.

Nous avons pu développer nos connaissances dans ces domaines clés.

L'étude détaillée que nous avons réalisée sur un bâtiment R+3 à usage hospitalier nous a permis de prendre des décisions cruciales, notamment en ce qui concerne la stabilité de la structure en dimensionnant correctement les éléments porteurs tels que les poteaux et les poutres. De plus, nous avons estimé les quantités de béton et d'acier nécessaires en tenant compte de considérations économiques.

Ce projet nous a également exposés à d'autres méthodes précieuses pour les ingénieurs en génie civil, en prenant en compte les réglementations en vigueur et en nous encourageant à approfondir nos recherches. Nous avons pleinement compris l'importance pour un ingénieur en génie civil de ne pas se limiter à des calculs théoriques, mais de prendre en considération les aspects pratiques tels que la résistance, la durabilité et l'aspect économique.

Nous espérons sincèrement que ce travail modeste sera bénéfique pour les futurs étudiants et contribuera à enrichir leurs connaissances dans le domaine de la conception et du calcul des bâtiments.





***REFERENCES***  
***BIBLIOGRAPHIQUES***

### REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **[BAEL. 91]**. Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99,deuxième Edition Eyrolles 2000.
- **[DTR B.C 2.2]**. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.
- **[RPA99version 2003]**. Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.
- **[CBA.93]**. Calcul des ouvrages en béton armé.
- **CHERKAOUI MOHAMMED RIAD** et **BENCHABANE SALIMA** «Etude d'un hôpital en r+5+ss en béton armé avec analyse thermique) » Mémoire de projet fin d'études pour obtention d'un diplôme de master II en génie civil Université Saad Dahleb de Blida
- **Ishak MECHETR** et **Rafik BELLACHE** «Etude d'un hopital en r+8 + heliport + sous sol) » Mémoire de projet fin d'études pour obtention d'un diplôme de master II en génie civil Université Saad Dahleb de Blida

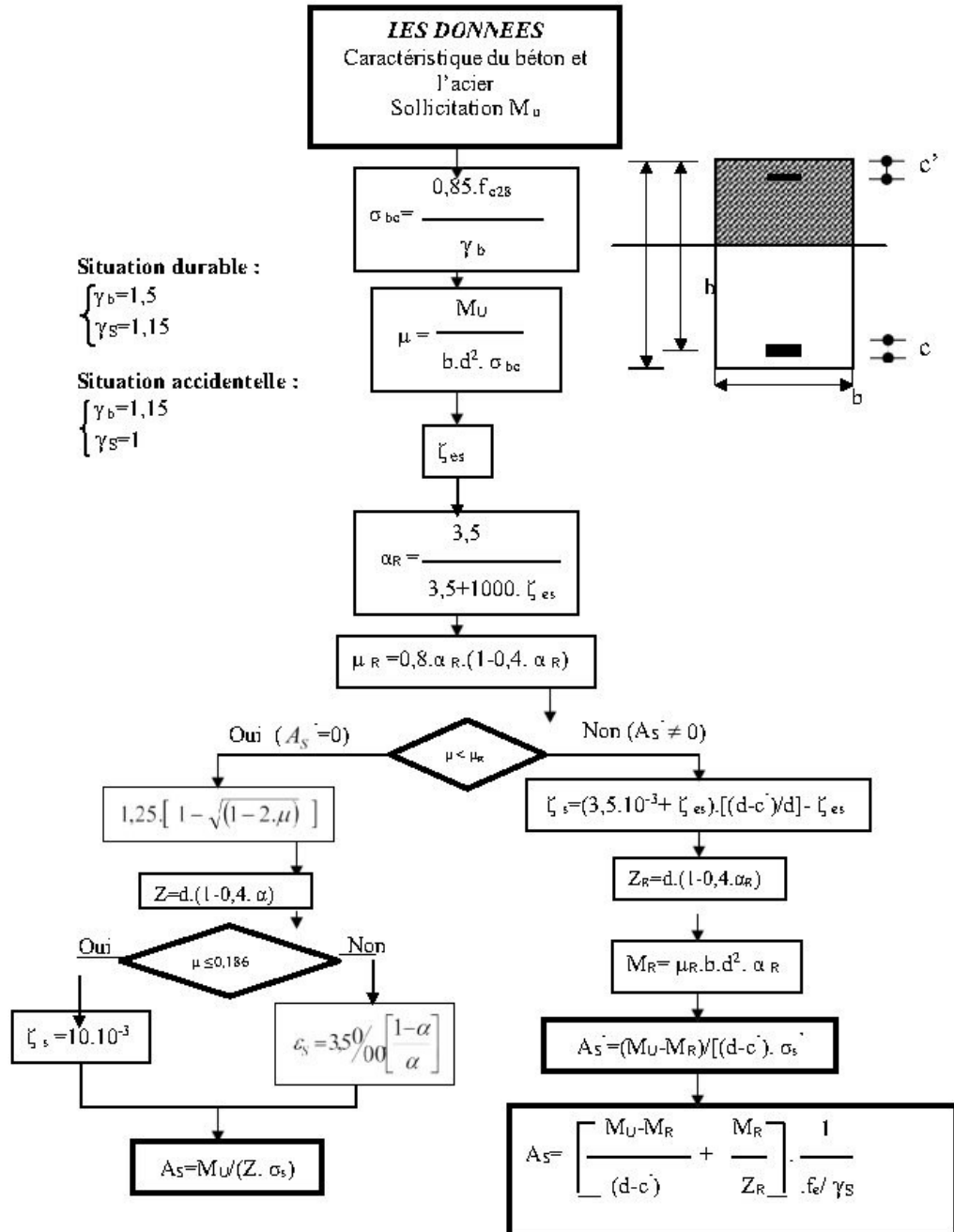
### - LES LOGICIELS

- ❖ **AUTOCAD 2013** ..... Dessin
- ❖ **ETABS (V17)** ..... Calcul
- ❖ **MICROSOFT OFFICE WORD / EXCEL**

# ***ANNEXE***

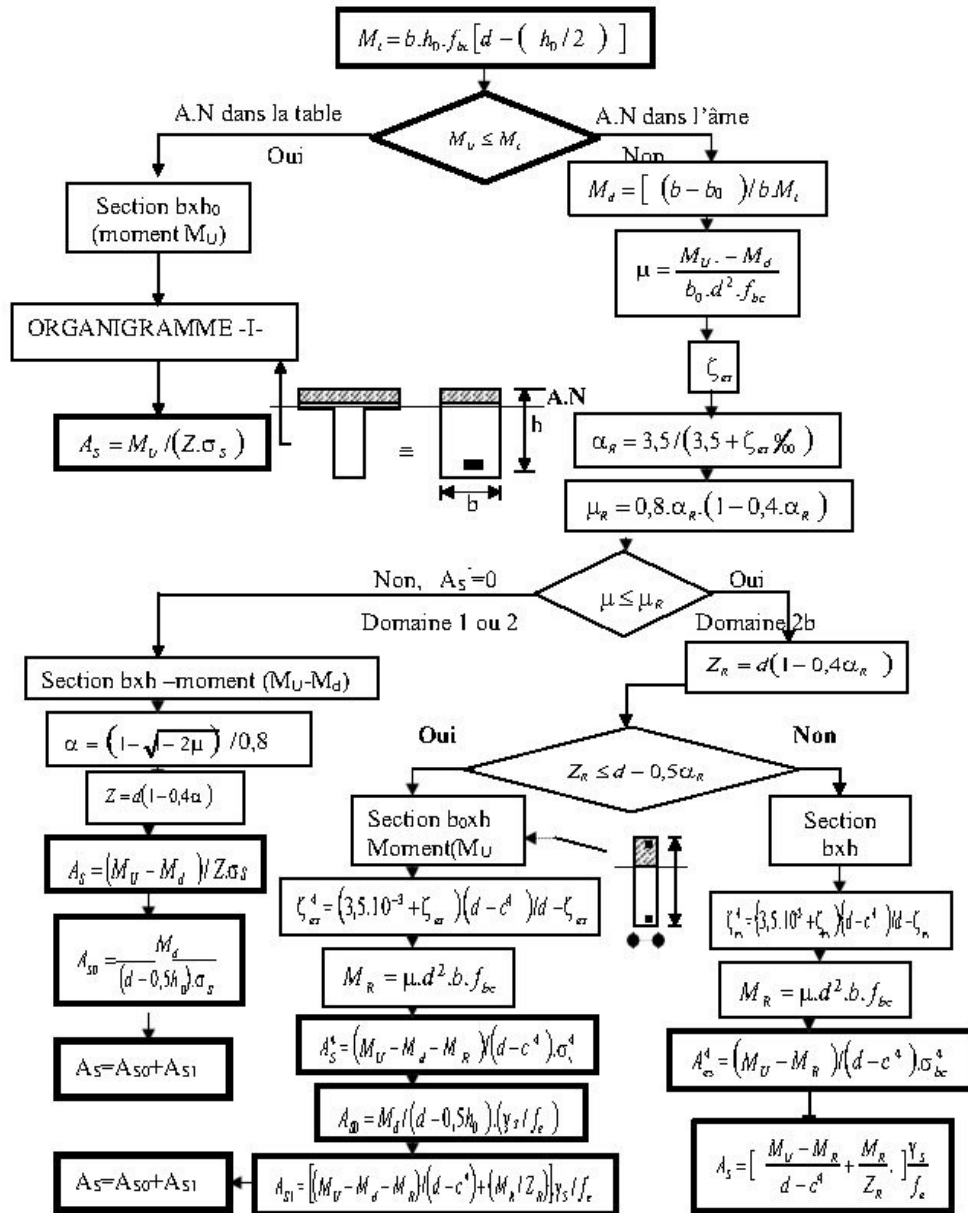
**ANNEXE -01-**

**Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'état limite ultime**



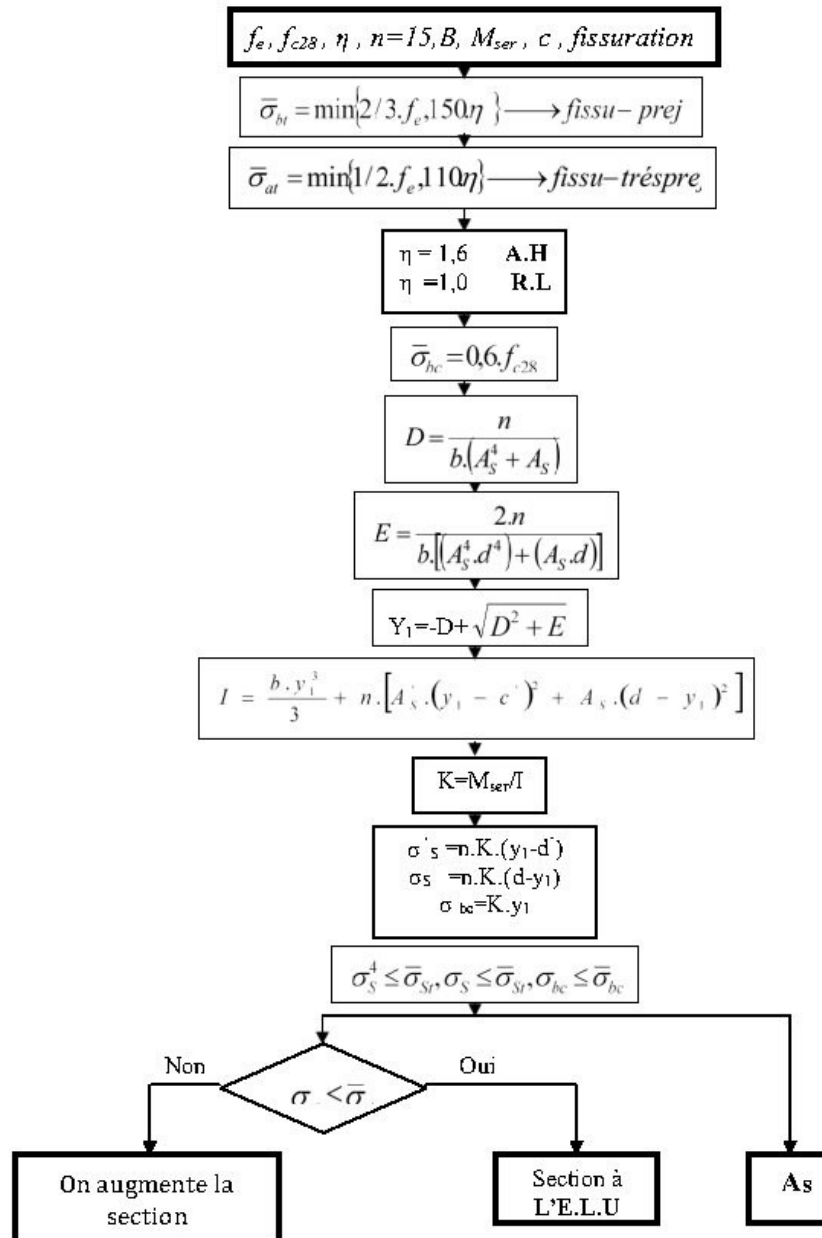
ANNEXE -02-

Organigramme pour le calcul d'une section en T rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'état limite ultime



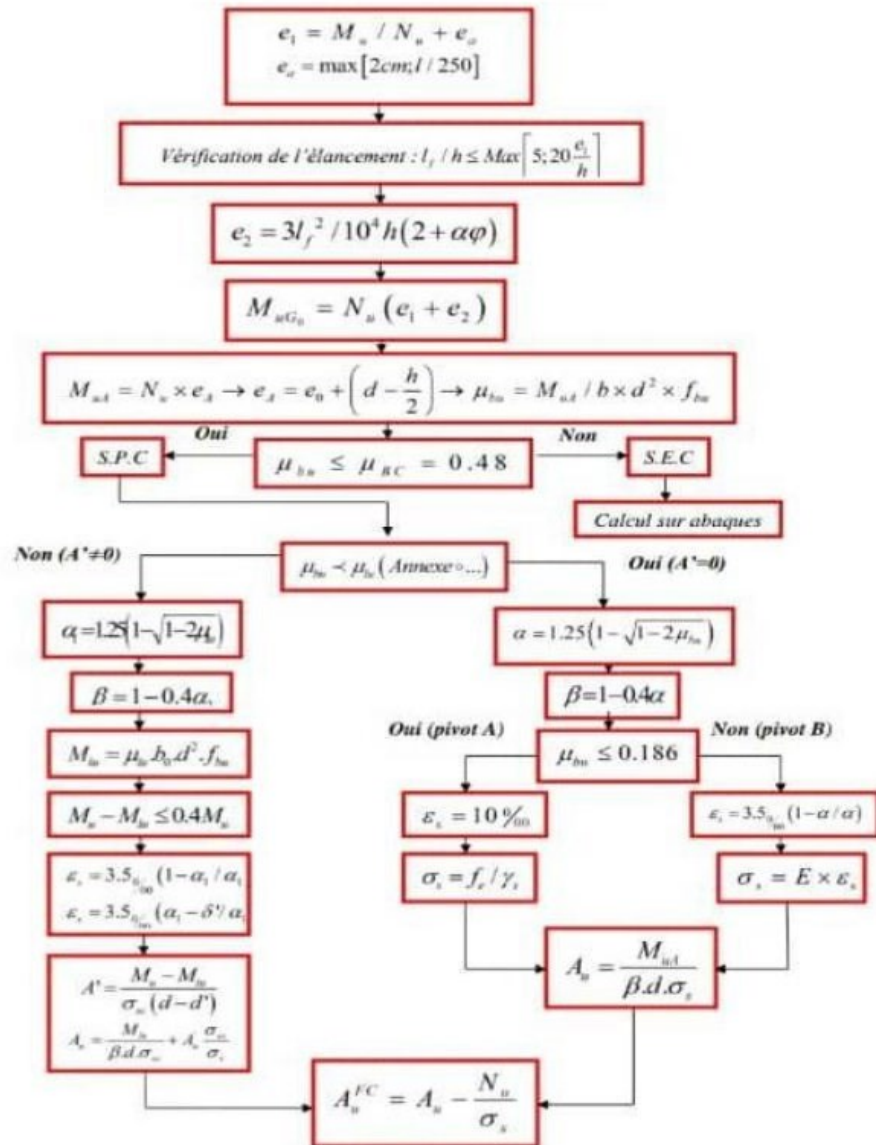
**ANNEXE -03-**

Verification d'une section rectangulaire a l'E.L.S



**ANNEXE -04-**

Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion composée à l'état limite ultime





**ANNEXE -05-****Vérifications****3-1 Vérification de l'effort tranchant :** (cisaillement)

D'après l'article A.5.1.1 du BAEL 91 et Comme la fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \frac{f_{ct}}{u} = \text{Min} \left\{ \frac{0,2 f_{ct28}}{u}; 5 \text{MPa} \right\}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$V_u$  = effort tranchant ultime à prendre en compte à l'ELU.

$b_0$  : Largeur de la bande considérée.

$d$  : hauteur utile de la section  $d=h-c$ .

**3-2 Contrainte de compression dans le béton :** (Contrainte de compression dans le béton)

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28}$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.

Avec

- Position de l'axe neutre :  $\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - d') - n A_s (d - y) = 0$
- Moment d'inertie :  $I = \frac{b}{3} y^3 + n A'_s (y - d')^2 + n A_s (d - y)^2$  (n=15)

**3-3 Contrainte de compression dans l'acier :**

Fissuration peu préjudiciable pas de vérification

**3-4 Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\begin{aligned} \frac{h}{L_c} &\geq \frac{M_t}{20 M_c} \\ \frac{h}{L_c} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{b d} &\leq \frac{2}{f_c} \end{aligned} \quad \text{Si non on doit vérifier que : } f_{\max} \leq f_{adm}$$

Avec :

- $f_{adm} = \frac{L(\text{cm})}{500}$  si  $L \leq 5$  m
- $f_{adm} = 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000}$  si  $L > 5$  m.
- $f_{\max} = \frac{5}{384} * \frac{1000}{E b_y z^3}$  (Eb = 3700  $\sqrt{f_{c28}}$ )

**ANNEXE -06-****Calcul des moments pour les poutrelles**

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

**4.1. Méthode forfaitaire :****4.1.1. Domaine d'application :**

**H<sub>1</sub>** :  $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

**H<sub>2</sub>** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

**H<sub>3</sub>** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

**H<sub>4</sub>** : Fissuration non préjudiciable.

**4.1.2. Exposé de la méthode :**

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

$$\bullet M_r \geq \text{Max} \left\{ 1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0 \right\} - \frac{M_w - M_d}{2}$$

$$\bullet M_r \geq \begin{cases} \frac{(1 + 0,3\alpha)M_0}{2} & \text{Travée intermédiaire} \\ \frac{(1,02 + 0,3\alpha)M_0}{2} & \text{Travée d'extrémité} \end{cases}$$

Avec :

$M_0$  : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_d)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$M_r$  : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

**Moment sur appuis :**

- $M = 0,2M_0$  ..... appuis de rive
- $M = 0,6M_0$  ..... pour une poutre à deux travées
- $M = 0,5M_0$  ..... pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M = 0,4M_0$  ..... pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

**ANNEXE -07-**  
**Table de  $\mu_x$  et  $\mu_y$**

$\alpha = Lx/Ly$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

**ANNEXE -08-****Tableau des Armatures  
(en Cm<sup>2</sup>)**

<b>Ø</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## 6-2 Procédure de ferrailage des trumeaux :

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements *B.A.E.L 91* et *RPA 99*.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

### ➤ Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes, proposée en référence.

Le *DTU 23.1 NF* (ou le *DTR B-C 2.42*) admet de faire les calculs des contraintes e supposant un diagramme linéaire

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER -BERNOULLI  $\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \times Y}{I}$  Avec :

- N : effort normal agissant sur le refond considéré.
- M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.
- I : moment d'inertie du refond considéré.
- Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen

### - Détermine les efforts agissant dans chaque bande :

Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont des signes positifs, on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

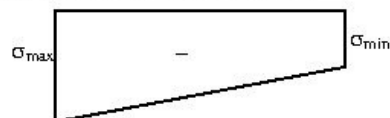
### ➤ 1<sup>ère</sup> cas : Section entièrement tendue (S.E.T)

Dans le cas on a deux contraintes de traction, la longueur tendue est égale à la longueur totale de voile  $L_t = L$  (voile).

L'effort tranchants dans la zone tendue est donné par

$$T = 0.5 \times \sigma_b \times \sigma_a \times L_T \times e$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :  $A_s = T \times \frac{Y_x}{f_o}$

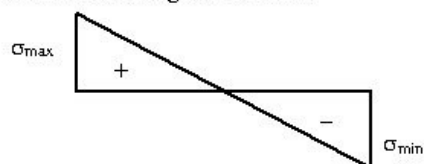


### ➤ 2<sup>ème</sup> cas : Section partiellement comprimée (S.P.C)

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone

tendue en utilisant les triangles semblables :

$$Tg \alpha = \frac{\sigma_a}{b} = \frac{L_T}{L - L_T} \quad \text{donc} \quad L_T = \frac{\sigma_a}{\sigma_a + \sigma_b} L$$



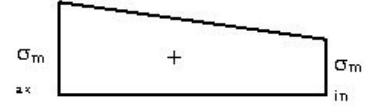
L'effort tranchants dans la zone tendue est donné par

$$T = 0.5 \times \sigma_b \times L_T \times e$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :  $A_s = T \times \frac{Y_x}{f_o}$

➤ **3<sup>ème</sup> cas** : Section entièrement comprimée (S.E.C)

Dans ce cas où on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).



$$L_c=0$$

□ **Aciers horizontaux :**

$$A_{s1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{s2} = \frac{\tau_v b_0 S_t}{0,8(0,8f_c)} = \frac{1,4 \tau_v a S_t}{0,8f_c} 1,25$$

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$

$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

$$A_s \geq \text{Max}(A_{s1}, A_{s2})$$

$r_v$  : la lecture des contraintes moyennes se fait directement au milieu de chaque trumeau dans ETABS