

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.



Thème

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commerciale Contreventée par voiles.

Encadré par:

M^{me} : CHERIFL.F

Etudié par :

M^r BOUGHANIME Abdennasser.

M^{elle} IDDIR Karima.

PROMOTION 2018/2019

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions le bon dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{me} : CHERIFI : notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils porteront à notre travail, qui on espère sera apprécié.

Enfin nous tenons à remercier tous ceux et celles qui de près ou de loin ont contribué à finaliser ce modeste travail.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ceux qui m'ont tant aimée et encouragée, à ceux qui m'ont épaulée durant les moments difficiles, à ceux qui m'ont tracée le chemin vers la réussite, à ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, aux meilleurs **grands parents** du monde et avec tout mon amour a mes **parents**.

A mes très chères **sœurs** et **frères**

A toute ma **famille** et à tous ceux que j'aime.

A tous mes **amis** qui n'ont cessé de m'aider et de me conseiller pour accomplir mon travail

Et à mon binôme

ET enfin à Toute la promotion

Karima



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail:

A mes très chers parents qui m'ont guidée durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, un grand merci à mes **parents**.

A toute personne qui m'a aidé à poursuivre mes études.

A mes très chères **frères**.

A toute ma **famille**.

A tous mes **amis**.

A mon **binôme**.

Et enfin à tous ceux qui m'ont aidée de prêt ou de loin.

Abdennacer

Liste des figures

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et matériaux

Figure 1.1: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).....	9
Figure 1.2: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).....	10
Figure 1.3 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier à l'ELU.....	12

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

Figure 2.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.....	14
Figure 2.2 : poutre principale et secondaire.....	16
Figure 2.3 : Surface d'influence.....	17
Figure 2.4 : Présentation du plancher terrasse inaccessible.....	17
Figure 2.5 : Présentation du plancher étage courant.....	18
Figure 2.6 : Présentation du mur extérieur.....	19
Figure 2.7 : Présentation du mur intérieur.....	20
Figure 2.8 : Coupe verticale de l'acrotère.....	20
Figure 2.9 : Coupes de voiles en plan.....	24

Chapitre 3 : Calcul des éléments

Figure 3.1: Coupe transversale de l'acrotère.....	26
Figure 3.2 : Diagramme des efforts internes.....	27
Figure 3.3: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	27
Figure 3.4 : Surfaces revenant aux poutrelles.....	32
Figure 3.5 : Corps creux.....	32
Figure 3.6 : Schéma statique du treillis soudé.....	33
Figure 3.7: Schéma statique de la poutrelle.....	33
Figure 3.8 : Schéma de la table de compression.....	35
Figure 3.9 : Méthode des 3 moments.....	36
Figure 3.10 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.....	39
Figure 3.11 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.....	39
Figure 3.12: Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de.....	39
Figure 3.13 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.....	44
Figure 3.14 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.....	44
Figure 3.15 : Schéma représentatif d'un escalier.....	48
Figure 3.16 : Schéma de ferrailage pour une bande de 1 m.....	57
Figure 3.17 : Schéma statique du balcon.....	83
Figure 3.18: Schéma statique de calcul à l'ELU.....	84
Figure 3.19: Schéma statique de calcul à l'ELS.....	84
Figure 3.20 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.....	85

Figure 3.21: Schéma statique de calcul du balcon.....	85
Figure 3.22 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.....	88
Figure 3.23 : schéma de l'ascenseur.....	90
Figure 3.24 : Schéma de la salle machin.....	90
Figure 3.25 : Schéma statique de porte à faux.....	98

Chapitre 4 : Etude du contreventement

Figure 4.1 : Vue en plan des axes des portiques.....	104
Figure 4.2 : Coupe verticale d'un niveau.....	105
Figure 4.3 : Diagramme des moments des aires.....	116
Figure 4.4 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens longitudinal...	124
Figure 4.5 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens transversaux...	124
Figure 4.6 : Pourcentage de l'effort vertical revenant aux portiques et aux voiles.....	125

Chapitre 5 : Modélisation de la structure sous ETABS

Figure 5.1 : Définition des paramètres du spectre.....	131
Figure 5.2 : Mise en place de l'élément « Poteau ».....	132
Figure 5.3 : Mise en place de l'élément « Poutre ».....	132
Figure 5.4 : Mise en place de l'élément « Voile ».....	133
Figure 5.5 : Mise en place de l'élément « Dalle pleine ».....	133
Figure 5.6 : Mise en place de l'élément « Corps creux ».....	133
Figure 5.7 : Encastrement de la structure.....	133
Figure 5.8: Définition de la masse source.....	134
Figure 5.9 : Chargement des planchers avec G et Q.....	135
Figure 5.10 : Création du diaphragme.....	136
Figure 5.11 : Résultat du diaphragme sur tous les étages.....	136
Figure 5.12 : Représentation de la structure finale en 3D.....	137

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments

Figure 6.1 : Section rectangulaire simplement armée.....	163
Figure 6.2: Section rectangulaire doublement armée.....	164
Figure 6.3: Diagramme d'une section entièrement comprimée.....	173
Figure 6.4: Diagramme d'une section entièrement tendue.....	173
Figure 6.5 : Diagramme d'une section partiellement comprimée.....	173
Figure 6.6: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	176

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

Figure 7.1 : Schéma de la semelle isolée.....	189
Figure 7.2 : Schéma représentatif d'un radier général.....	191
Figure 7.3 : Diagramme des contraintes.....	195
Figure 7.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	198

Figure 7.5 : Schéma statique du débord.....	203
Figure 7.6 : Présentation des charges simplifiée.....	204
Figure 7.7 : Le chargement à ELU pour les moments.....	207
Figure 7.8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en kN.m.....	207
Figure 7.9 : Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant.....	208
Figure 7.10 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN.m.....	208
Figure 7.11 : Le chargement à ELS pour les moments.....	208
Figure 7.12 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m.....	209
Figure 7.13 : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant.....	209
Figure 7.14 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN.....	209
Figure 7.15 : Le chargement à ELU pour les moments.....	210
Figure 7.16 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m.....	210
Figure 7.17 : Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant.....	210
Figure 7.18 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en kN.....	211
Figure 7.19 : Le chargement à ELS pour les moments.....	211
Figure 7.20 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en kN.m.....	211
Figure 7.21 : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant.....	212
Figure 7.22 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN.....	212

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et matériaux

Tableau 1.1 : Caractéristiques de l'acier.....	11
------------------------------------------------	----

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

Tableau 2.1 : Charge permanente de la terrasse.....	17
Tableau 2.2 : Charge permanente de l'étage courant.....	18
Tableau 2.3 : Charge permanente du balcon.....	19
Tableau 2.4 : Charge permanente du mur extérieur.....	19
Tableau 2.5 : Charge permanente du mur intérieur.....	20
Tableau 2.6: Charges d'exploitation de tous les éléments.....	21
Tableau 2.7 : Récapitulatif de la descente de charges sur le poteau le plus sollicité.....	22
Tableau 2.8 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA pour la zone Iia.....	23
Tableau 2.9 : Détermination de l'épaisseur du voile.....	24
Tableau 2.10: Récapitulatif des sections des poteaux selon les niveaux.....	25

Chapitre 3 : Calcul des éléments

Tableau 3.1: Evaluation des charges sur la paillasse.....	51
Tableau 3.2 : Evaluation des charges sur le palier.....	51
Tableau 3.3 : Evaluation des charges du garde corps.....	83

Chapitre 4 : Etude du contreventement

Tableau 4.1 : Rigidité des poteaux selon le sens transversal.....	107
Tableau 4.2 : Rigidité des poutres selon le sens transversal.....	108
Tableau 4.3 : Rigidité des poteaux selon le sens longitudinal.....	108
Tableau 4.4 : Rigidité des poutres selon le sens longitudinal.....	109
Tableau 4.5 : Rigidité des portiques transversaux.....	109
Tableau 4.6 : Rigidité des portiques longitudinaux.....	110
Tableau 4.7 : Inertie des refends longitudinaux.....	111
Tableau 4.8 : Inertie des refends transversaux.....	112
Tableau 4.9 : Rigidité des voiles dans le sens transversal.....	113
Tableau 4.10 : Rigidité des voiles dans le sens longitudinal.....	114
Tableau 4.11 : Résultat de S_{ixd_i} pour chaque niveau.....	117
Tableau 4.12 : Résultat de la flèche pour chaque niveau.....	117
Tableau 4.13 : Inertie fictive des portiques dans le sens transversaux.....	119
Tableau 4.14 : Inertie fictive des portiques dans le sens longitudinal.....	121
Tableau 4.15 : Descente des charges revenant aux voiles et portiques.....	125

Chapitre 5 : Modélisation de la structure sous ETABS

Tableau 5.1 : Définition du système de contreventement du bâtiment.....	129
Tableau 5.2 : Evaluation du facteur de qualité Q.....	129

Tableau 5.3 : Evaluation du facteur de qualité pour le bâtiment.....	131
Tableau 5.4 : Coefficient de pondération selon la nature du bâtiment.....	134
Figure 5.5 : Résultats de l'effort normal réduit.....	138
Tableau 5.6 : Vérification de l'effort normal réduit selon les zones.....	138
Tableau 5.7 : Résultats de la période donnée par ETABS.....	138
Tableau 5.8 : Valeurs du poids des différents étages et du poids total (ETABS).....	139
Tableau 5.9 : Tableau de l'effort tranchant donné par la méthode modale spectrale suivant x.....	140
Tableau 5.10 : Tableau de l'effort tranchant donné par la méthode modale spectrale suivant y.....	140
Tableau 5.11 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants.....	141
Tableau 5.12 : Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant x.....	142
Figure 5.13 : Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant y.....	142
Tableau 5.14 : Tableau récapitulatif des vérifications.....	142
Tableau 5.15 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ selon le sens X-X.....	144
Tableau 5.16 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ selon le sens Y-Y.....	145
Tableau 5.17 : Vérification de l'excentricité.....	146

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments

Tableau 6.1 .:Ferrailage des poteaux a l'ELU et les combinaisons sismiques selon le sens X-X.....	155
Tableau 6.2 .:Ferrailage des poteaux a l'ELU et les combinaisons sismiques selon le sens Y-Y.....	155
Tableau 6.3 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens.....	155
Tableau 6.4 : Section des armatures des poutres principales en travées à L'ELU	165
Tableau 6.5 : Section des armatures des poutres principales aux appuis à L'ELU	165
Tableau 6.6 : Section des armatures des poutres secondaires en travée à L'ELU	165
Tableau 6.7 : Section des armatures des poutres secondaires aux appuis à L'ELU	166
Tableau 6.8 : Vérification des sections d'armatures des poutres principales en travées	170
Tableau 6.9 : Vérification des sections d'armatures des poutres principales aux appuis	170
Tableau 6.10 : Vérification des sections d'armatures des poutres secondaires en travées	170
Tableau 6.11 : Vérification des sections d'armatures des poutres secondaires aux appuis	171
Tableau 6.12 : Ferrailage du voile longitudinal VL ₁	180
Tableau 6.13 : Ferrailage du voile longitudinal VL ₂	181
Tableau 6.14 : Ferrailage du voile longitudinal VL ₃	182
Tableau 6.15 : Ferrailage du voile transversal VT ₁	183
Tableau 6.16 : Ferrailage du voile transversal VT ₂	184
Tableau 6.17 : Ferrailage du voile transversal VT ₃	185

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

Tableau 7.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	188
Tableau 7.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....	189
Tableau 7.3 : Résultats des charges sous poteaux	189
Tableau 7.4 : Ferrailage du panneau à l'ELU.....	201
Tableau 7.5 : Vérification des contraintes dans le béton.....	202
Tableau 7.6 : Récapitulatif des efforts obtenus dans le sens longitudinal.....	206
Tableau 7.7 : Récapitulatif des efforts obtenus dans le sens transversal.....	206
Tableau 7.8 : Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximum.....	212
Tableau 7.9 : Ferrailage des nervures à l'ELU.....	213

Sommaire

Sommaire.....	01
Introduction générale.....	06

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et matériaux

Introduction.....	07
1.1/ Description de l'ouvrage.....	07
1.2/ Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	07
1.3/ Eléments de ouvrage.....	07
1.4/ Réglementation utilisée.....	08
1.5/ Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	08
1.5.1/ Béton.....	09
1.5.2/ Acier.....	11
1.6/ Contraintes admissible du sol.....	13
1.7/ Conclusion.....	13

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

Introduction.....	14
2.1/ Planchers en corps creux.....	14
2.2/ Dalles pleines.....	14
2.3/ Poutres.....	15
2.4/ Poteaux.....	16
2.5/ Descente de charge.....	17
2.5.1/ Surface d'influence.....	17
2.6/ Détermination des charges et surcharges.....	17
2.6.1/ Charges permanente.....	17
2.6.2/ Surcharges d'exploitation.....	21
2.6.3/ Calcul du poids propres et des surcharges d'exploitation des éléments.....	21
2.7/ Dégression verticale des surcharges d'exploitation.....	22
2.8/ Vérification de la résistance des poteaux au flambement.....	23
2.9/ Voiles.....	24
2.10/ Conclusion.....	25

Chapitre 3 : Calcul des éléments

3.1/ Calcul de l'acrotère.....	26
3.1.1/ Calcul à l'état limite ultime.....	26
3.1.2/ Vérification à l'ELU.....	28
3.1.3/ Vérification à l'ELS.....	30
3.1.4/ Vérification de l'acrotère au séisme.....	31

3.1.5/ Conclusion.....	31
3.2. Plancher	32
3.2.1/ Ferrailage de la dalle de compression.....	32
3.2.2/ Calcul des poutrelles.....	33
3.2.3/ Application de la méthode des trois moments.....	37
3.2.4/ Ferrailage à l'ELU.....	40
3.2.5/ Vérifications à l'ELU.....	41
3.2.6/ Calcul à l'ELS.....	43
3.2.7/ Vérification à l'ELS.....	44
3.2.8/ Calcul de la flèche.....	45
3.3/L'escalier.....	48
3.3.1/Terminologie.....	48
3.3.2/ Dimensionnement de l'escalier de l'étage	49
3.3.3/Détermination des charges de calcul.....	51
3.3.4/ Calcul à l'état limite ultime.....	52
3.3.5/ Vérification à l'ELU.....	59
3.3.6/Calcul à l'état limite de service.....	62
3.3.7/ Vérification à l'ELS.....	67
3.4/ La poutre palière.....	71
3.4.1/ Prédimensionnement	71
3.4.2/Calcul de la poutre palière à l'ELU.....	72
3.4.3/Vérification à l'ELU.....	75
3.4.4/ Calcul à l'ELS.....	78
3.4.5/ Vérification à l'ELS.....	81
3.5/ Les balcons.....	83
3.5.1/ Dimensionnement des balcons.....	83
3.5.2/Détermination des sollicitations	83
3.5.3/Calcul du balcon à l'ELU.....	84
3.5.4/Ferrailage du balcon à l'ELU.....	85
3.5.5/Vérification à l'ELU.....	86
3.5.6/ Calcul à l'ELS.....	87
3.5.7/ Vérification à l'ELS.....	88
3.6/ La salle machine.....	90
3.6.1/ Dimensionnement de la salle machine.....	90
3.6.2/ Détermination des sollicitations.....	91
3.6.3/ Calcul des moments agissant sur la dalle.....	91
3.6.4/ Calcul du ferrailage à l'ELU.....	93
3.6.5/Vérification à l'ELU.....	94
3.6.6/ Vérification à l'ELS.....	95

3.7. Porte à faux	98
3.7.1. Introduction.....	98
3.7.2. Dimensionnement.....	98
3.7.3. Détermination des charges et surcharges.....	98
3.7.4. Calcul à l'ELU.....	99
3.7.5. Calcul des armatures à ELU.....	99
3.7.6. Vérification à l'ELU.....	100
3.7.7 Vérification à l'ELS	101

Chapitre 4 : Etude du contreventement

Introduction.....	104
4.1/ Caractéristiques géométriques des portiques.....	104
4.1.1/ Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres	105
4.1.2/ Calcul des coefficients relatifs aux portiques	106
4.1.3/ Calcul des coefficients correcteurs	106
4.1.4/ Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens	106
4.1.5/ Calcul des rigidités des portiques par niveau.....	107
4.2/ Caractéristiques géométrique des voiles.....	110
4.2.1/ Etudes des refends.....	111
4.3/ Calcul des inerties fictives des portiques	115
4.3.1/ Calcul des flèches dans les refends (Méthode des aires).....	115
4.3.2/ Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher	117
4.3.3/ Interprétation des résultats	124
4.3.4/ Conclusion	125

Chapitre 5 : Modélisation de la structure sous ETABS

Introduction.....	126
5.1/ Principe de la méthode des éléments finis.....	126
5.2/ Description du logiciel ETABS	126
5.3/Etapes de modélisation.....	127
5.4/Définition des Charges statiques (G, Q)	132
5.5/Vérifications.....	137
5.6/Conclusion.....	146

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments

6.1/ Ferrailage des poteaux	147
6.1.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003	147
6.1.2. Exposé de la méthode de calcul	149
6.1.3. Vérifications à l'ELS	151
6.1.4. Calcul du ferrailage des poteaux	154
6.1.5. Vérification à l'ELS	156
6.1.6. Recommandations et exigences du RPA99	159
6.1.7. Armatures transversales et vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.22)	160
6.1.8. Longueur de recouvrement :(BAEL91/Art6.122)	161
6.1.9. Longueur de scellement BAEL91 : Art A.6.1, 23	161

6.2/ Ferrailage des poutres.....	162
6.2.1/ Recommandations du RPA99.....	162
6.2.2/ Calcul des armatures à l'ELU.....	163
6.2.3/ Vérifications à l'ELU.....	166
6.2.4/ Vérifications à l'ELS.....	169

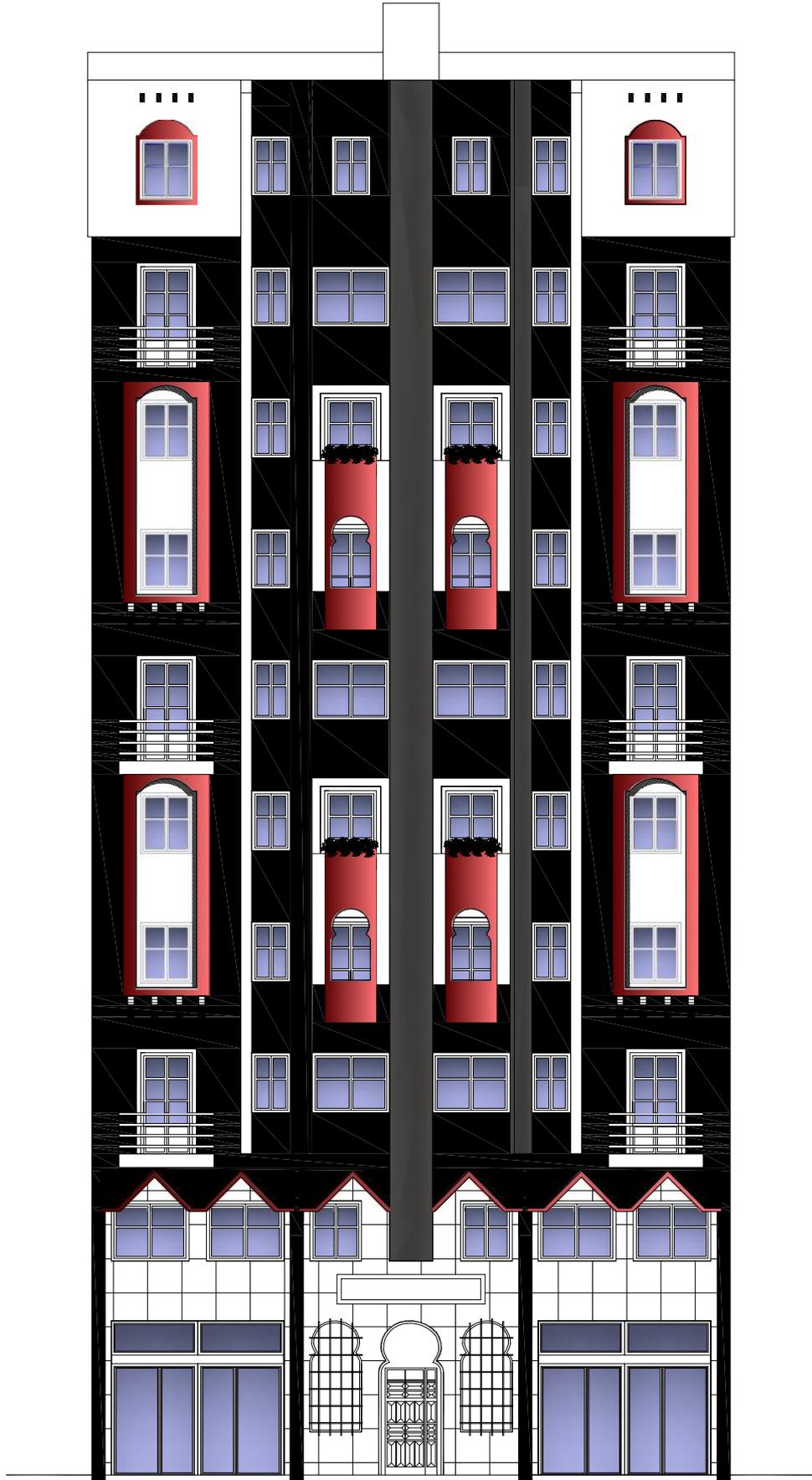
6.3/ Ferrailage des voiles.....	172
6.3.1/ Combinaisons d'actions.....	172
6.3.2/ Etude des voiles.....	172
6.3.3/ Exemple de calcul	177

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

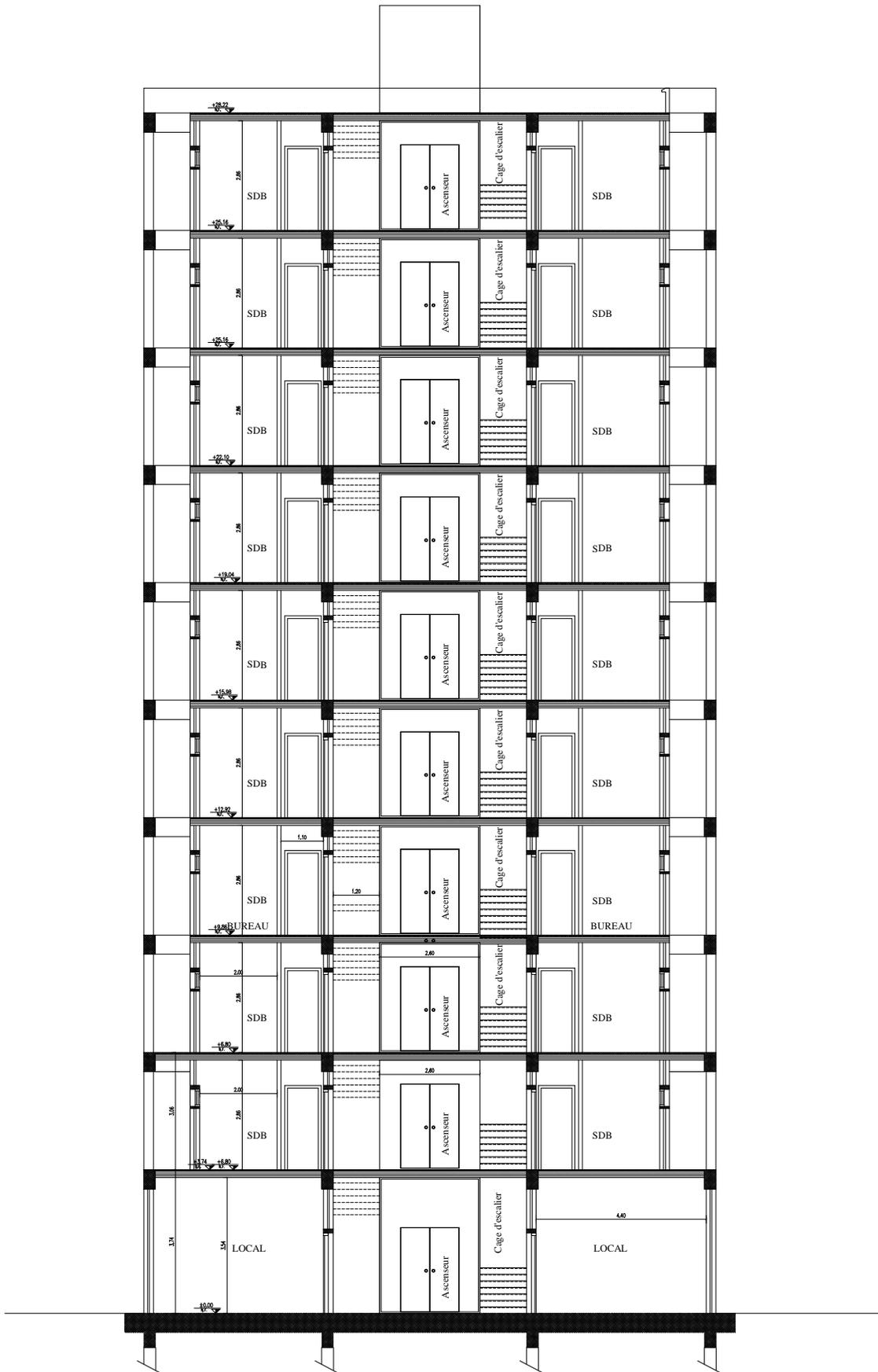
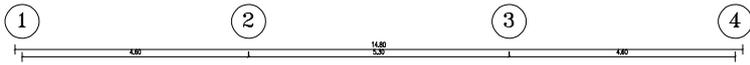
Introduction	187
7.1/ Étude géotechnique du sol.....	187
7.2/ Choix du type de fondations.....	187
7.3/Dimensionnement des semelles.....	187
7.3.1/ Semelles isolées	187
7.3.2/Semelles filantes.....	188
7.4/ Etude du radier général	191
7.4.1/ Pré dimensionnement du radier	191
7.4.2/ Détermination des sollicitations.....	192
7.4.2.1/ Détermination de la surface nécessaire du radier	192
7.4.2.2/Détermination des efforts à la base du radier.....	193
7.4.2.3/ Combinaisons d'actions.....	195
7.5/ Vérifications à l'ELU.....	195
7.6/ Ferrailage du radier	199
7.6.1/ Identification du panneau le plus sollicité.....	199
7.6.2/Calcul des armatures à l'ELU	199
7.6.3/ Ferrailage dans le sens x – x.....	200
7.6.4/ Ferrailage dans le sens YY.....	201
7.6.5/ Vérifications à l'ELU.....	201
7.6.6/ Vérifications à l'ELS.....	202
7.7/ Ferrailage du débord	203
7.7.1/ Sollicitations de calcul	203
7.7.2/ Calcul des armatures.....	203
7.7.3/ Vérifications à l'ELU.....	204
7.7.4/ Vérifications à l'ELS.....	204
7.8. Calcul de la nervure	204
7.8.1/ Détermination des charges	205
7.8.2/ Ferrailage de la nervure à l'ELU	214
7.8.3/Vérifications à l'ELU	215
7.8.4/ Vérifications à l'ELS.....	216

Conclusion

Références bibliographiques



Façade principale



coupe transversale a-a

INTRODUCTION GENERALE

D'une manière générale, les villes connaissent actuellement un volume important d'exécutions qui nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, type de contreventement à choisir). Tout ouvrage doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité, la résistance de ses éléments structuraux pour assurer la sécurité des usagers. Ce calcul doit être conformément aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) et le règlement de béton aux états limites (CBA 93) et au béton armé aux états limites ultimes (BAEL91, modifié 1999).

Dans le cadre de ce travail, faisant l'objet de notre mémoire, nous nous intéressons au calcul des éléments structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation et commerciale, implanté à Tizi Ouzou, zone de moyenne sismicité et de groupe d'usage 2. Pour mener le calcul, nous subdivisons le travail en 7 chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la présentation géométrique du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux utilisés.

Le deuxième chapitre est dédié au prédimensionnement des éléments structuraux ; tels que les voiles, les poteaux et les poutres tout en respectant les règles en vigueur.

Au troisième chapitre, nous avons procédé au calcul des éléments non structuraux (Acrotère, escalier, planchers.....etc).

Dans le quatrième chapitre, nous avons procédé à l'étude du contreventement afin de déterminer les rigidités et définir le type de notre structure.

Le cinquième chapitre a porté sur l'étude dynamique du bâtiment à l'aide du logiciel de calcul ETABS ; ce qui nous permettra d'extraire les efforts internes.

Le calcul des ferraillements des éléments structuraux à partir des résultats du logiciel ETABS est présenté dans le sixième chapitre.

Le calcul de fondation a fait l'objet du 7^{ème} chapitre.

Enfin, une conclusion générale relatera les principaux résultats de notre travail.

Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 version en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

1.1/ Description de l'ouvrage

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'une tour (R+9) à usage d'habitation et commerciale.

Ce bâtiment comporte :

- Un RDC et 09 étages ;
- Une terrasse inaccessible ;
- Une cage d'escalier ;
- Une cage d'ascenseur ;

Cet ouvrage est d'importance moyenne (groupe d'usage_2_), il sera implanté à TIZI-OUZOU, une région classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

1.2/ Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les dimensions de l'ouvrage sont représentées sur les plans de structure. Elles sont résumées comme suit :

Hauteur totale du bâtiment	33.83m.
Longueur du bâtiment	14.95m.
Largeur du bâtiment.....	16,80m.
Hauteur de RDC	03,74m.
Hauteur de l'étage courant.....	03,06m.

1.3/ Eléments de l'ouvrage

a. Ossature (éléments principaux)

La structure est constituée par des voiles et des portiques. Conformément au **RPA version 2003**, le contreventement des structures qui dépassent une hauteur de 14m en zone IIa, est assuré à la fois par des voiles et des portiques en béton armé.

b. Les escaliers :

Le bâtiment est muni de deux cages d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ils sont réalisés en béton armé à deux volées coulées sur place.

c. Cage d'ascenseur

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine permettant l'accès des personnes et du matériel. Notre bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur qui sera constituée de voiles en béton armé et coulée sur place.

d. Acrotère

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.65m de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place. Il joue un rôle de sécurité et de garde-corps.

e. Balcons

Les balcons sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en dalle pleine.

f. Planchers

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux supposés infiniment rigides dans le sens éléments porteurs de la structure. Ayant plusieurs fonctions. Pour notre ouvrage, nous avons opté pour des planchers en corps creux pour les étages et une dalle pleine pour les balcons.

g. Maçonnerie

On distingue deux types :

- les murs de façades seront réalisés en doubles cloisons, des briques creuses de 10 cm à l'extérieur et de 10 cm à l'intérieur, séparées par une lame d'air de 5 cm.
- les murs de séparation intérieurs seront réalisés en simples cloisons de briques de 10cm d'épaisseur.

h. Système de coffrage

On opte pour :

- ✓ un coffrage métallique, dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles.
- ✓ un coffrage classique en bois pour les portiques.

i. Fondations

On appelle « fondations » toute partie enterrée d'un ouvrage qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ... etc.). Ces éléments sont en béton armé, transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe (cas des semelles reposants sur pieux).

Le choix de la fondation se fera selon :

- l'importance de l'ouvrage,
- caractéristiques mécaniques du sol.

1.4/ Réglementation utilisée

Le calcul et le dimensionnement de notre structure sera mené conformément à la réglementation suivante :

- ✓ règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL version 91, modifié 99**),
- ✓ règles parasismiques algériennes (**RPA version 99, version 2003**),
- ✓ charges et surcharges (**DTR-BC-22**),
- ✓ conception et calcul des structures en béton armé (**CBA version 93**).

1.5/ Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux jouent un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est un compromis entre divers critères tel que : le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau.

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier.

1.5.1/ Béton

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage. Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge du béton.

- Résistance caractéristiques à la compression f_{cj}

Le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Elle est obtenue par un essai de compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Nous considérons pour notre étude, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules de (**Art A2.1, 11 BAEL version 91**):

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \text{(Art A2.1, 11 BAEL version 91)}$$

- Résistance caractéristique à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est donnée par la relation du (**BAEL version 91 : Art A.2.1 ,12**).

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, nous obtenons $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

1.5.1.1/ Contraintes limites du béton

a. Contrainte limite de résistance à la compression

✓ Etat limite ultime

Pour le calcul à l'ELU, nous adoptons le diagramme (contrainte –déformation) illustré dans la figure (1.1) suivante :

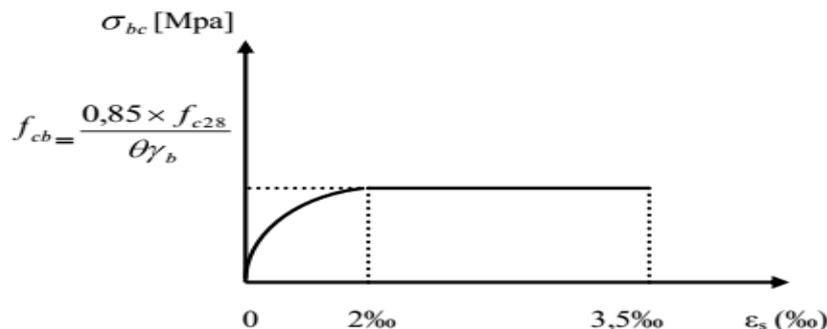


Figure 1.1: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

Selon le (BAEL 91 : Art A 4.3, 41), la contrainte de résistance à la compression est calculée comme suit : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

f_{bu} : contrainte ultime du béton à la compression.

Θ est un coefficient qui est donné en fonction de la durée d'application des actions :

- $\theta = 1$: si la durée d'application est supérieur à 24 heures,
- $\theta = 0.9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures,
- $\theta = 0.85$: si la durée d'application est inférieur à 1 heure.

γ_b est un coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

- $\gamma_b = 1.5$ situation durable.
- $\gamma_b = 1.15$situation accidentelle.

Situation courante

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

Situation accidentelle

$f_{bu} = 21.74 \text{ MPa}$

✓ **Etat limite de service**

Selon le **(BAEL version 91 : Art A.4.5, 2)**, la contrainte de résistance à la compression est calculée comme suit :

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

Dans notre cas, la contrainte de compression est égale à : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Dans ce cas, on suppose que le diagramme reste dans le domaine linéaire

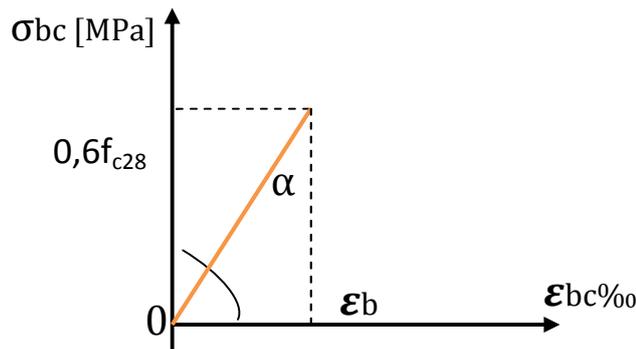


Figure 1.2: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

a. Contrainte limite de cisaillement

Selon le **(BAEL version 91/ Art A.5.1, 211)**, la contrainte de cisaillement ultime (τ_u) est donnée par les expressions suivantes

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad \tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

- Avec
- V_u : effort tranchant dans la section étudiée.
 - b : largeur de la section cisailée.
 - d : hauteur utile.

- Cas d'une fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau_u} = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$$

- Cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min \left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

1.5.1.2/ Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale ». Il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

• Sous des contraintes normales d'une durée d'application < 24 heures, on admet à défaut de mesure qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation instantané du béton $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$.

$$E_{i28} = \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{i28} = 30822,44 \text{ MPa} .$$

• On admet que sous contraintes normales d'une longue durée, le module de déformation différé est donné par : $E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{v28} = 10367,5 \text{ MPa} .$$

1.5.1.3/ Coefficient de Poisson (ν)

Le coefficient de poisson (ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et de la déformation longitudinale relative. Selon le (BAEL 91 : Art A.2.1, 3)

$\nu = 0.2$ —————> à l'ELS

$\nu = 0$ —————> à l'ELU

1.5.2/ Acier

Généralité :

C'est un matériau qui possède une très bonne résistance a la traction classés en trios catégories :

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215Mpa 235Mpa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400Mpa et 500Mpa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000$ [MPa].

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique **fe**

Le tableau (1.1) suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

Tableau 1.1 : Caractéristiques de l'acier

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement droit[Ψ]
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudés TL520 Ø <6	TS	520	550	8	1.3	1

1.5.2.1/ Contraintes limites de l'acier

- **ELU**

Elle est définie par la relation :

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

avec fe : contrainte limite élastique.

γ_s : Coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation courante,} \\ 1 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

- **ELS**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissurations en limitant les contraintes dans les armatures

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est soumise à aucune limitation (**BAEL 91/Art A.4.5, 32**),

- Fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux intempéries (**BAEL 91/Art A.4.5, 33**),

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} fe ; \max (0.5fe ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$$

-Fissuration très préjudiciable : cas des éléments exposés en milieu agressif (**BAEL 91/Art A.4.5, 34**),

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} fe ; \max (0.5fe ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$$

Avec f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1.6 & \text{pour les aciers H.A dont } \varnothing > 6mm \\ 1.3 & \text{pour les aciers H.A dont } \varnothing < 6mm \end{cases}$$

Les armatures utilisées pour le ferrailage des éléments de notre ouvrage sont :

✓ Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance **feE 400** sont de limite d'élasticité : **fe = 400 MPa**.

✓ Treillis soudé à haute adhérence (Ø 4, 5 mm) sont de limite d'élasticité : **fe = 520 MPa**.

Diagramme contrainte – déformation

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à solliciter une éprouvette en acier par un effort de traction jusqu'à la rupture. Le digramme contraintes – déformations à l'ELU selon le (**BAEL 91/Art A.2.2, 2**), est donné par la

figure (1.3). Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine « 0 ».

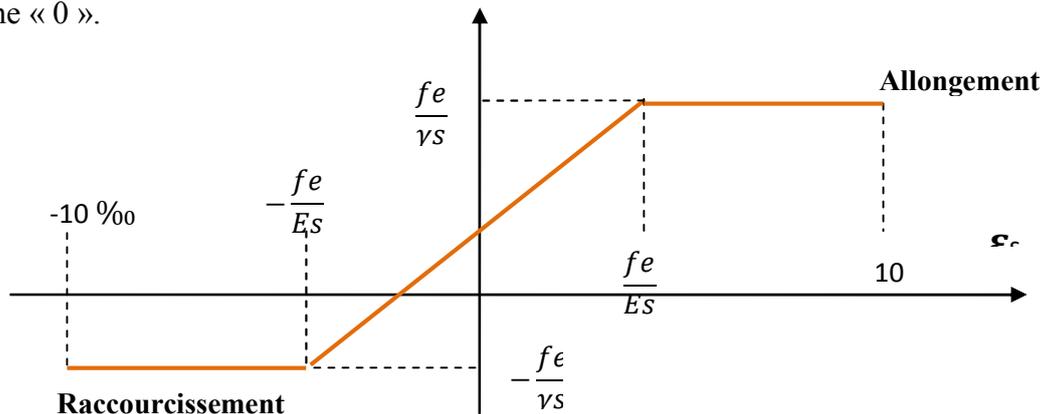


Figure 1.3 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier à l'ELU

1.5.2.2/ Protection des armatures (Art A.7.1 /BAEL91, CBA 93)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs, nous devons veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit :

- ✓ **C= 5 cm** : Pour les ouvrages exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.
- ✓ **C= 3 cm** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.
- ✓ **C= 1cm** : Pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

1.6/ Contrainte admissible du sol

Celle-ci est obtenue par le rapport géotechnique donné par le **LABORATOIRE AGREE DE GEOTHECHNIQUE ET DE CONTROLE** :

Contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 2.5$ bars comme contrainte admissible du sol à une profondeur de **1m**.

Site S3 (meuble).

1.7/ Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous retenons, pour les besoins de calcul dans les chapitres suivants, les valeurs ci- dessous :

- contrainte du sol : = 2.5bars,
- résistance caractéristique du béton à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa,
- résistance caractéristique du béton à la traction : $f_{t28} = 2.1$ MPa.

Introduction

Après avoir présenté l'ouvrage et défini les caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales et horizontales, tout en respectant la réglementation en vigueur (**RPA2003, BAEL91 et le DTR**) .

2.1. Les planchers en corps creux :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis + une dalle de compression), qui reposent sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée.



Figure 2.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur h_t du plancher en corps creux est donnée par la relation du (**BAEL91 Art B.6.8, 424**)

$$h_t = \frac{L_{\max}}{22,5}$$

L_{\max} : Longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles, égale à 365 cm

$$L_{\max} = 365 \text{ cm}$$

Ce qui nous donne : $h_p = 16,22 \text{ cm}$

On opte pour des planchers **(16+4) cm** tel que:

-l'épaisseur du corps creux : **16 cm.**

-l'épaisseur de la dalle de compression : **4cm**

2.2/ Dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée.

a. Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Dans notre cas, la dalle est considérée comme une console encastree.

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

L : étant la largeur de la console, égale à 50cm.

Ce qui donne : $e_p \geq 5 \text{ cm}$ Nous adoptons pour $e_p = 15 \text{ cm}$

b. Isolation acoustique

L'épaisseur minimale de la dalle est donné par : $h_0 = \frac{M}{\rho}$

M : masse surfacique minimale, égale à 350 Kg/m²

ρ : Masse volumique du béton

$$\text{Ce qui donne } h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm.}$$

a. Résistance au feu

Pour deux heures d'exposition au feu, le (DTU, Norme P92-701) préconise une épaisseur minimale de la dalle pleine supérieure à **11 cm**.

$$\text{Enfin : } e_p = \max(15, 14,5) = 15 \text{ cm}$$

2.3/ Poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place. Leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 (version 2003) (Art 7.5.1)** :

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

Dans les constructions en béton armé, nous distinguons deux types de poutres :

○ **Poutres principales PP**

***Hauteur « h » :**

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

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

$$L_{max} = 500 \text{ cm}$$

$$500/15 \leq h \leq 500/10 \Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

On prend: **$h = 40 \text{ cm}$** . **$h \geq 30$ (condition vérifiée).**

***La largeur « b » :**

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

$$0,4(40) \leq b \leq 0,7(40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On prend : **$b = 25 \text{ cm}$** **$b \geq 20$ (condition vérifiée).**

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{25} = 1.6 < 4 \text{ condition vérifiée}$$

○ **Poutres secondaires PS**

***Hauteur « h » :**

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

$$L_{max} = 350 \text{ cm}$$

$$350/15 \leq h \leq 350 /10 \Rightarrow 23.3 \leq h \leq 35$$

On prend: **$h = 30 \text{ cm}$** **$h \geq 30$ (condition vérifiée).**

***La largeur « b » :**

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

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend : **$b = 20 \text{ cm}$** **$b \geq 20$ (condition vérifiée).**

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1.5 < 4$$

condition vérifiée

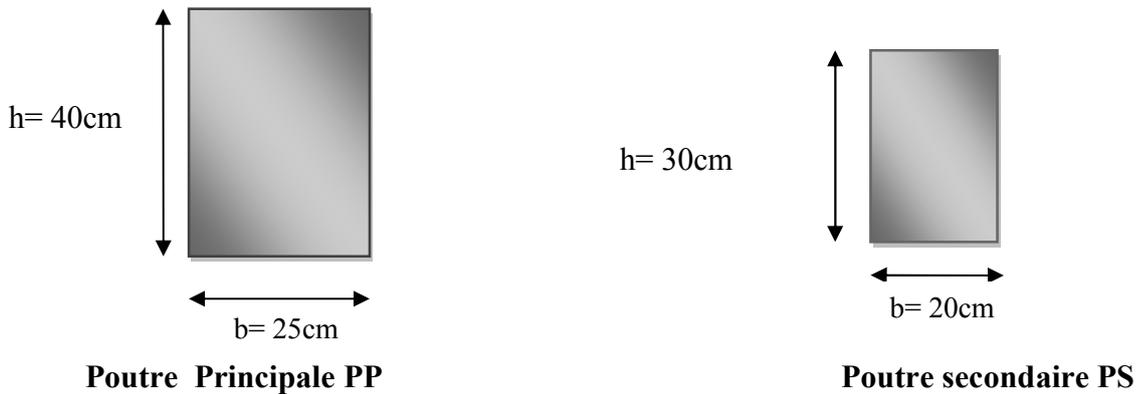


Figure 2.2 : poutre principale et secondaire

	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifié oui/non
Hauteur (cm)	40 ≥ 30	30 ≥ 30	Oui
Largeur (cm)	25 ≥ 20	20 ≥ 20	Oui
Hauteur/largeur	1,6 ≤ 4	1,5 ≤ 4	Oui

2.4/ Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service (ELS), en compression simple, sous l'effort normal N_s . Nous procéderons alors au calcul de la descente de charge sur le poteau le plus sollicité, en tenant compte de la dégression des surcharges. La section du poteau est

donnée par la formule : $S_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec : $N_s = G + Q$.

S_p : section transversale du poteau,

N_s : effort normal de compression à l'ELS à la base du poteau, avec : $N_s = G + Q$

σ_{bc} : contrainte limite à la compression du béton donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa.

Les dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes, en zone IIa :

- $\min(b, h) \geq 25$ cm,

- $\min(b, h) \geq \frac{h_e}{10}$

- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} < 4$

2.5/ Descente de charge

2.5.1/ Surface d'influence

Le calcul est effectué pour le poteau le plus sollicité « D3 » (voir plan).

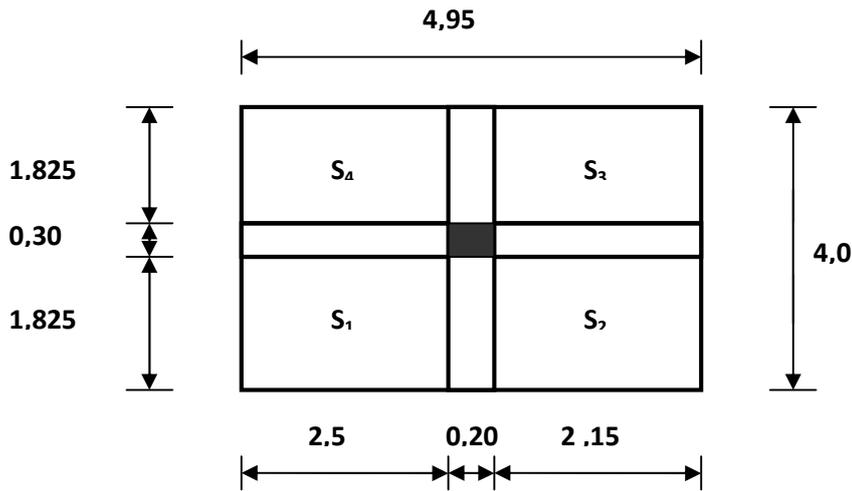


Figure 2.3 : Surface d'influence

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$\left. \begin{array}{l} S_1 = 2,5 \times 1,825 = 4,5625 \text{ m}^2. \\ S_2 = 2,15 \times 1,825 = 3,9237 \text{ m}^2. \\ S_3 = 2,15 \times 1,825 = 3,9237 \text{ m}^2. \\ S_4 = 2,5 \times 1,825 = 4,5625 \text{ m}^2. \end{array} \right\} S = 16,972 \text{ m}^2$$

2.6/ Détermination des charges et surcharges

2.6.1/ Charges permanentes :

- Terrasse inaccessible :
 - a. Plancher terrasse (inaccessible)

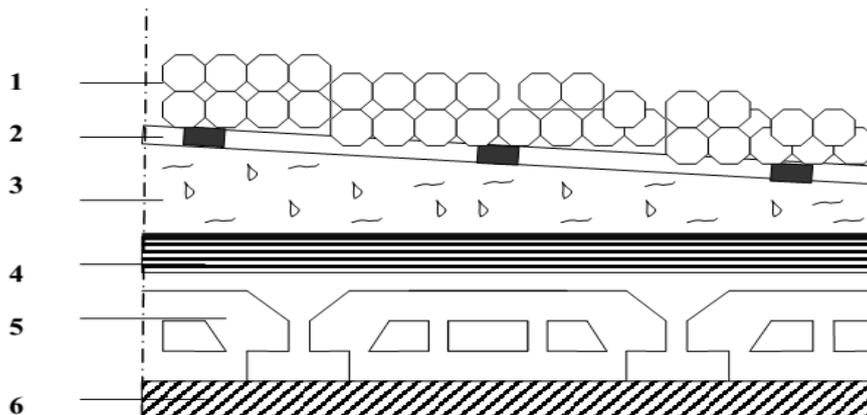


Figure 2.4 : Présentation du plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.1 : Charge permanente de la terrasse

N°	Désignation des éléments	(kN/m ³)	e(m)	Poids (kN/m ²)
1	Couche de gravier	17	0.050	0.95
2	Étanchéité multicouches	6	0.020	0.12
3	Forme de pente	22	0.07	1.54
4	Feuille de polyane	4	0.04	0.01
5	Isolation thermique	4	0.04	0.16
6	Plancher en corps creux (16+4)	14	0.2	2.8
7	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
				G=5.78

b. Etage courant, RDC

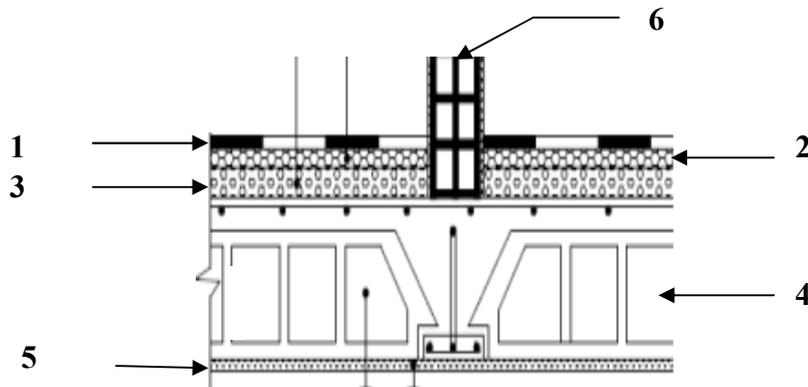


Figure 2.5 : Présentation du plancher étage courant

Tableau 2.2 : Charge permanente de l'étage courant

N°	Désignation des éléments	(kN/m ³)	e(m)	Poids (kN/m ²)
1	Carrelage	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.44
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Plancher à corps creux (16+4)	14	0.2	2.8
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
6	Cloisons en briques creuses	-	-	0.9
				G=5.14

a. Dalle pleine

Tableau 2.3 : Charge permanente du balcon

N °	Désignation des éléments	(kN/m3)	e(m)	Poids (kN/m ²)
1	Carrelage	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.15	3.75
5	Enduit de ciment	10	0.02	0.36
				G=5.27

b. Murs extérieurs :

Ils seront en double parois en briques creuses.

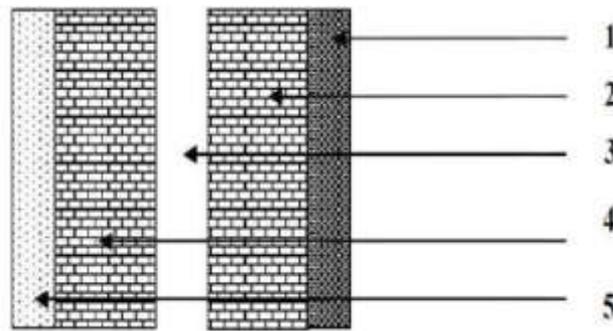


Figure 2.6 : Présentation du mur extérieur

Tableau 2.4 : Charge permanente du mur extérieur

N °	Désignation des éléments	(kN/m3)	e(m)	Poids (kN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
2	Brique	-	-	0.9
3	Lame d'air	00	0.05	00
4	Brique	-	-	0.9
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
				G=2.36

c. Mur intérieur

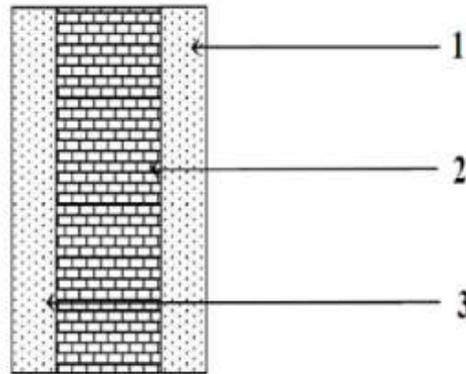


Figure 2.7 : Présentation du mur intérieur

Tableau 2.5 : Charge permanente du mur intérieur

N °	Désignation des éléments	(kN/m ³)	e(m)	Poids (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
2	Brique	-	-	0.9
3	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
				G=1.3

d. L'acrotère

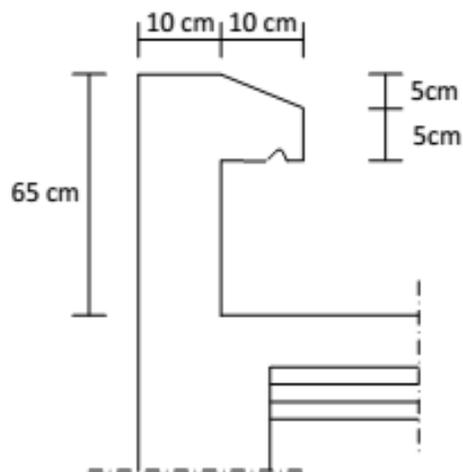


Figure 2.8 : Coupe verticale de l'acrotère.

$$G = 25[(0.65 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1 / 2)]$$

$$G = 1.8 \text{ kN / ml}$$

2.6.2/ Charges d'exploitation

Tableau 2.6: charges d'exploitation de tous les éléments.

Eléments	Surcharges Q (kN/m ²)
Acrotère	1
Terrasse inaccessible	1
Etage courant	1.5
RDC	3.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

2.6.3/ Calcul du poids propre et des surcharges d'exploitations des éléments

○ Planchers

Plancher terrasse

$$G = 16,972 \times 5.78 = 98,0982 \text{ KN}$$

$$Q = 16,972 \times 1 = 16,972 \text{ KN.}$$

Plancher étage courant

$$G = 16,972 \times 5.14 = 87,2360 \text{ KN}$$

$$Q = 16,972 \times 1.5 = 25,458 \text{ KN}$$

Plancher RDC

$$G = 16,972 \times 5.14 = 87,2360 \text{ KN}$$

$$Q = 16,972 \times 3.5 = 59.402 \text{ KN}$$

○ Poutres

$$\text{Poutres Principales (25x40) } G_{pp} = (0.25 \times 0.40 \times 5,00) \times 25 = 12.5 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres Secondaires ((20x30)) } G_{ps} = (0.20 \times 0.30 \times 3.65) \times 25 = 5,475 \text{ KN}$$

$$G = G_{pp} + G_{ps} = 12.5 + 5,475 = 17.975 \text{ KN}$$

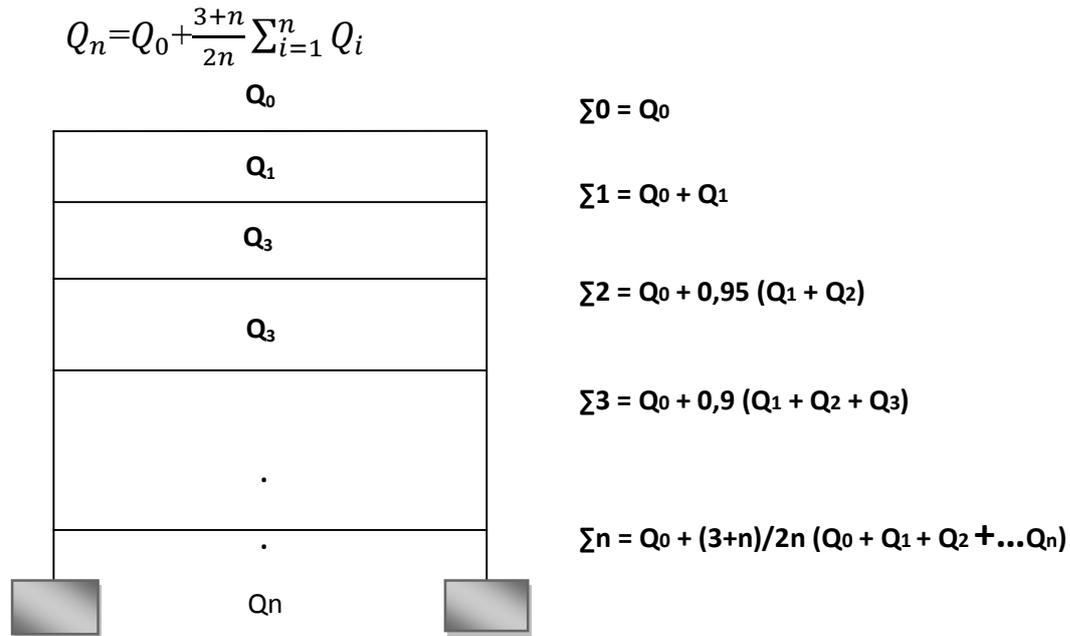
○ Poteaux

$$\text{RDC } G = 0.30 \times 0.35 \times 3,54 \times 25 = 9,292 \text{ KN}$$

$$\text{Etage courant } G = 0.30 \times 0.35 \times 2,86 \times 25 = 7,507 \text{ KN}$$

2.7/ Dégression verticale des charges d'exploitations

Le document technique réglementaire (**DTR-BC, 22**) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanété d'application des surcharges sur tout le plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé, dont le nombre de niveaux est supérieur à 5. La loi de dégression des surcharges est comme suit :



Dans notre cas, les surcharges d'exploitation sont égales à Q_0 pour le toit ou la terrasse, à Q pour les étages courants et à Q' pour le RDC.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 9 : $Q_0 = 16,972$ KN

Niveau 8 : $Q_0 + Q = 16,972 + 25,458 = 42,43$ KN

Niveau 7 : $Q_0 + 0.95 (2Q) = 16,972 + 0.95 (2 \times 25,458) = 65,3422$ KN

Niveau 6 : $Q_0 + 0.90 (3Q) = 16,972 + 0.90 (3 \times 25,458) = 85,7086$ KN

Niveau 5 : $Q_0 + 0.85 (4Q) = 16,972 + 0.85 (4 \times 25,458) = 103,5292$ KN

Niveau 4 : $Q_0 + 0.80 (5Q) = 16,972 + 0.80 (5 \times 25,458) = 118,804$ KN

Niveau 3 : $Q_0 + 0.75 (6Q) = 16,972 + 0.75 (6 \times 25,458) = 131,6545$ KN

Niveau 2 : $Q_0 + 0.714 (7Q) = 16,972 + 0.714 (7 \times 25,458) = 144,3460$ KN

Niveau 1 : $Q_0 + 0.687 (8Q) = 16,972 + 0.687 (8 \times 25,458) = 156,889$ KN

RDC : $Q_0 + 0.666 (8Q+Q') = 16,972 + 0,666 [(8 \times 25,458) + 59.402] = 192.173$ KN

Tableau 2.7 : récapitulatif de la descente de charges sur le poteau le plus sollicité

Niveau	Poids des planchers (kN)	Poids des poutres (kN)	Poids des poteaux (kN)	Somme $G = \sum G_i$ (kN)	G cumulée (kN)	Q (kN)	Q cumulée (kN)	N= G+Q (kN)	$S_p = \frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	Section Adoptée (cm ²)
9	98,0982	20,475	7,507	126,0802	126,0802	16,972	16,972	143.0522	95,3681333	(35x35)
8	87,2360	20,475	7,507	115,218	241.2982	25.458	42,43	283.7282	189.152133	(35x35)
7	87,2360	20,475	7,507	115,218	356.5162	25,458	67,888	424.4042	282.936133	(35x35)
6	87,2360	20,475	7,507	115,218	471.7342	25,458	93,346	565.0802	376.720133	(40x40)
5	87,2360	20,475	7,507	115,218	586.9522	25,458	118,804	705.7562	470.504133	(40x40)
4	87,2360	20,475	7,507	115,218	702.1702	25,458	144,262	846.4322	564.288133	(40x40)

3	87,2360	20,475	7,507	115,218	817.3882	25,458	169,72	987.1088	658.072533	(45x45)
2	87,2360	20,475	7,507	115,218	932.6062	25,458	195,178	1127.7842	751.856133	(45x45)
1	87,2360	20,475	7,507	115,218	1047.8242	25,458	220.636	1268.4602	845.640133	(45x45)
RDC	87,2360	20,475	9,292	117,003	1164.8272	59.402	280.038	1444.8652	963.243466	(45x45)

Tableau 2.8 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA pour la zone IIa

Vérification / Niveaux	Section adoptée	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25 cm,	Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} < 4$
RDC Niveau 1et2 et 3	(45x45)	vérifiée	vérifiée	Vérifiée
Niveau 4 et 5 et 6	(40x40)	vérifiée	vérifiée	Vérifiée
Niveau 6 et 7 et 9	(35x35)	vérifiée	vérifiée	vérifiée

2.8/ Vérification de la résistance des poteaux au flambement

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

Il faut vérifier l’élancement des poteaux sont :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec :

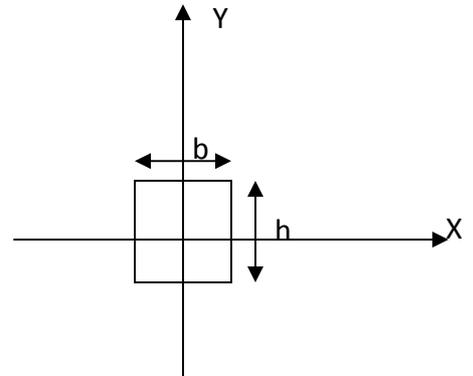
L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)

L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d’inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$ $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)



$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

- Poteau (45x45)..... $\lambda = 2.42 \times \frac{3.74}{0.45} = 20.11 < 50$ condition vérifiée.
- Poteau (40x40)..... $\lambda = 2.42 \times \frac{3.06}{0.40} = 18.51 < 50$ condition vérifiée.
- Poteau (35x35)..... $\lambda = 2.42 \times \frac{3.06}{0.35} = 21.15 < 50$ condition vérifiée.

2.9/ Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des efforts horizontaux et une partie des charges verticales. Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l’article 7.7.1 du RPA99 (version 2003) qui préconise la condition : $L \geq 4a$.

Avec

a : épaisseur des voiles,

L : longueur minimale des voiles.

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

$$a \geq \frac{h_e}{20} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{25}$$

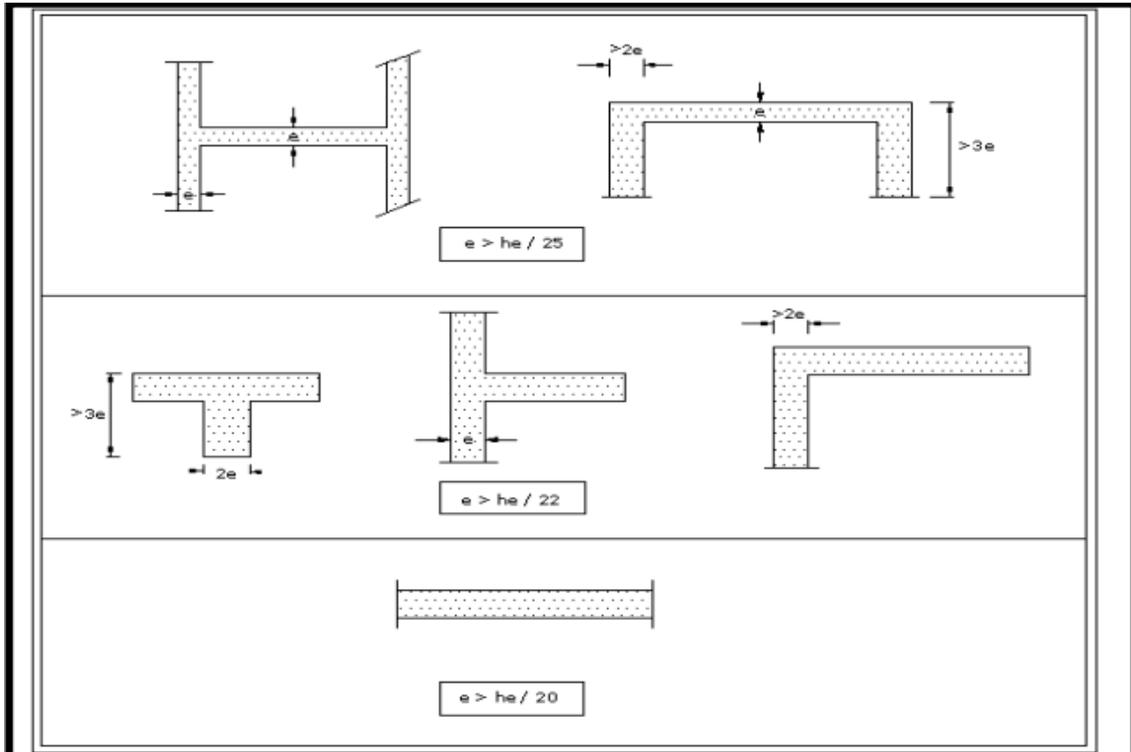


Figure 2.9 : Coupes de voiles en plan.

Tableau 2.9 : détermination de l'épaisseur du voile

Niveau	hauteur libre de l'étage (h_e)	Epaisseur du voile (e_p) $E_p = \frac{h_e}{20}$ cm
RDC	$374 - 20 = 354$	17,7
Etage courant	$306 - 20 = 286$	14,3

Largeur du voile du RPA 99 (Art 7.7.1):

Les voiles de contreventements doivent satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

Avec :

L : largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

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

La condition est vérifiée.

Conclusion

Les résultats du pré dimensionnement sont récapitulés comme suit :

- épaisseur du plancher à corps creux : $h_p = 20$ cm. C'est-à-dire (16+4),
- épaisseur de la dalle des balcons : $e_p = 15$ cm,
- épaisseur des voiles : $a = 20$ cm,
- section des poutres: poutres principales (25x40) et les poutres secondaires (20x30) ;
- section des poteaux (tableau 2.11) :

Tableau 2.10: récapitulatif des sections des poteaux selon les niveaux

Niveau	Section adoptée (cm ²)
RDC ,1 et 2 et 3	(45x45)
4 et 5 et 6	(40x40)
7 et 8 et 9	(35x35)

3.1/L'acrotère

Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité, il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Elle a une section rectangulaire dont les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 65cm de hauteur. Il est soumis à un effort « G » dû à son poids propre et à un effort latéral « Q » dû à la main courante engendrant un moment de renversement « M » dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

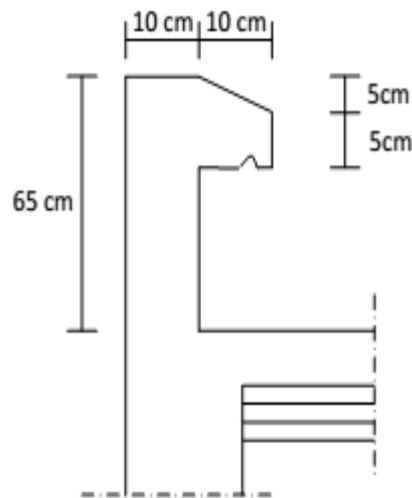


Figure 3.1: Coupe transversale de l'acrotère

3.1.1/ Calcul à L'ELU

a. Evaluation des sollicitations

- Poids propre :

$$G = \rho \times S$$

Avec

ρ : Masse volumique du béton armé.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25[(0.65 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1 / 2)]$$

$$G = 1.8 \text{ kN/ml}$$

- charge d'exploitation

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

- Effort normal N dû au poids propre G

$$N_G = G \times 1 = 1.8 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant M dû à la surcharge Q

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant T

$$T = Q \times 1 = 1 \text{ kN}$$

a. Schémas statique

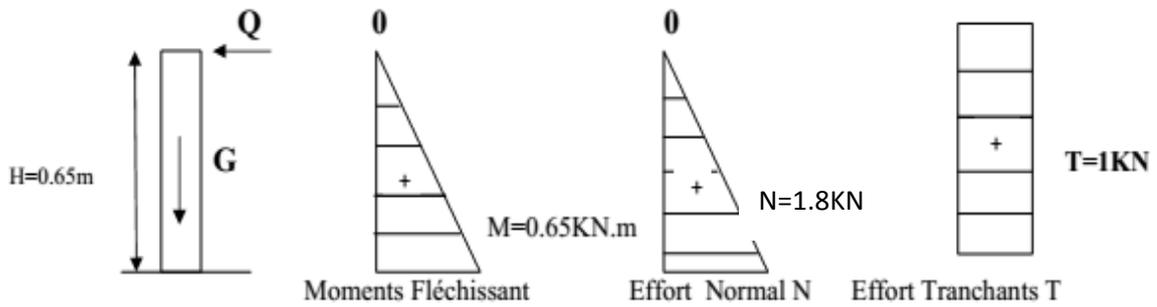


Figure 3.2 : Diagramme des efforts internes.

b. Combinaisons de charges

• E L U

La combinaison est $1.35G + 1.5Q$

Effort normal de compression: $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.8 = 2.43 \text{ KN}$

Moment de flexion : $M_u = 1.50 \times M_Q = 1.50 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN.m}$

Effort tranchant: $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

• E L S

La combinaison est $G + Q$

Effort normal de compression : $N_s = G = 1.8 \text{ kN}$

Moment de flexion: $M_s = M_Q = 0.65 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ kN}$

c. Ferrailage

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en **flexion composée**, en considérant une section rectangulaire (100x10), soumise à un effort normal N et un moment fléchissant M_f .

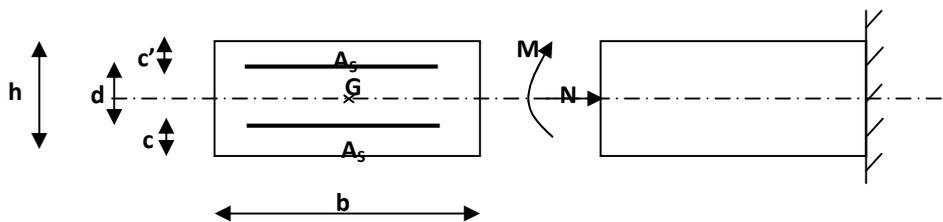


Figure 3.3: Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Soit c : enrobage

e : Excentricité

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

Avec : $h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $c = e = 2 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

• Position du centre de pression

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

$$e_u = \frac{0.975}{2.43} = 0.4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \implies \frac{M_u}{N_u} = 40\text{cm} > \frac{h}{2} - c$$

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

• Calcul en flexion simple

✓ Moment fictif

$$M_f = N_u \times g$$

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.40 + 0.03 = 0.43 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times g = 2.43 \times 0.43 = 1.0449 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{1.0449 \times 10^6}{1000 \cdot 80^2 \cdot 14.2} = 0.0115$$

$\mu = 0.0115 < \mu_l = 0.392 \implies$ S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la section).

$$\mu = 0.0115 \xrightarrow{\text{Du tableau}} \beta = 0.9945$$

✓ Armatures fictives (Flexion simple)

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_f = \frac{1.0449 \times 10^3}{0.9945 \times 8 \times 348} = 0.377 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0.377 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures réelles (Flexion composée)

La section réelle des armatures

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_{st} = 0.377 - \frac{2430}{348 \times 100} = 0.307 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.307 \text{ cm}^2$$

3.1.2/ Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL91 mod99/ Art A-4-2-1)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.307 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

La section calculée est inférieure à la section minimale de non fragilité, d'où

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{st}).$$

Le tableau des sections des barres nous donne :

$$A_s = A_{\min} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

✓ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad A_r = 2.01/4 = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 65/3 = 21.67 \text{ cm}$

b. Vérification au cisaillement (BAEL91 mod99 / Art A-5-1,211)

Il y a lieu de vérifier la condition : $\tau_u < \bar{\tau}$

Nous avons une fissuration préjudiciable,

$$\text{d'où } \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.01875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.01875 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow **(la condition est vérifiée).**

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91 mod99/ Art A-6-1,3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

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

Avec : Ψ_s : coefficient de scellement (aciers HA $\rightarrow \Psi_s = 1.5$)

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres $\sum u_i = n \times \pi \times \phi$

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.207 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

d. Ancrage des armatures

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (L_s).

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_u} \quad \text{et} \quad \tau_u = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_u = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm} \quad \text{on adoptera} \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

e. Espacement

La fissuration est non préjudiciable.

- **Armatures principales** : $St < \min(3h ; 33 \text{ cm})$

$$St < \min(30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition** : $St < \min(4h ; 45 \text{ cm})$

$$St < \min(40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St = 21 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.1.3/ Vérification à L'ELS

• **Calcul du centre de pression**

$$e_s = \frac{Ms}{Ns}$$

$$e_s = \frac{0.65}{1.8} = 0.36\text{m} \quad e_s = 36 \text{ cm}$$

$$e_s > \frac{h}{2} - c$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \quad \implies \quad \frac{Ms}{Ns} = 36\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites dans le béton et les aciers.

• **Vérification de la contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimée

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimée.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot 2.01}{100 \cdot 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \quad \text{du tableau} \quad \beta_1 = 0.920 \quad K_1 = 47.50 \quad \alpha_1 = 0.24$$

$$d'où \sigma_s = \frac{0.65 \cdot 10^3}{0.920 \cdot 8 \cdot 201} = 43.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{43.93}{47.50} = 0.924 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.924 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier (BAEL91 mod99/Art A-4-5,33)**

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

avec : σ_{st} : contrainte dans les aciers tendues

$\bar{\sigma}_{st}$: contrainte limite dans les aciers tendues

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\}$$

$\eta = 1.6$: Coefficient de fissuration (acier HA), $\phi \geq 6\text{mm}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400; \max \left(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right\} = \min \{ 266.66; 201.63 \} = 201.63 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{0.65 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 2.01 \times 10^{-2}} = 43.93 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 43.93 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée.

3.1.4/ Vérification de l'acrotère au séisme

L'action des forces horizontales «**Fp**» doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante «**Q**». Le **RPA99** préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule:

$$\mathbf{Fp} = 4 \times \mathbf{Ax} \times \mathbf{Cp} \times \mathbf{Wp} \quad (\text{Art 6.2.3 RPA99})$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone. (A = 0.15, en zone IIa, groupe d'usage 2)

Wp : poids de l'acrotère égale à ; 1.8kN/ ml ;

Cp : (facteur de force horizontale) = 0.8

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,8 = 0.864 \text{KN/ml} < Q = 1 \text{KN/ml} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme, car l'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique FP, d'où le ferrailage adopté précédemment

3.1.5/ Conclusion

L'acrotère sera ferrillé comme suit :

- Armatures principales 4HA8 / ml, avec St = 25 cm
- Armatures de répartition 3HA8, avec St= 21 cm

3.2/ Plancher

Notre structure dispose des planchers en corps creux, constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en section T disposées suivant la petite portée distante de 65cm entre axes et assurant la fonction de portance (figure 3.4).
- Le corps creux qui repose sur les poutrelles, utilisé comme coffrage perdu et assure la fonction d'isolation thermique et phonique (figure 3.5).
- Une dalle de compression en béton armée.

Notre structure présente des planchers à corps creux d'épaisseur (16+4) sauf pour le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) et des dalles pleines seront prévues.

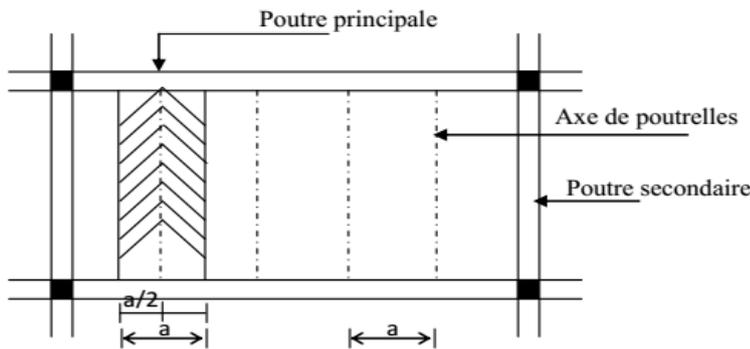


Figure 3.4 : Surfaces revenant aux poutrelles

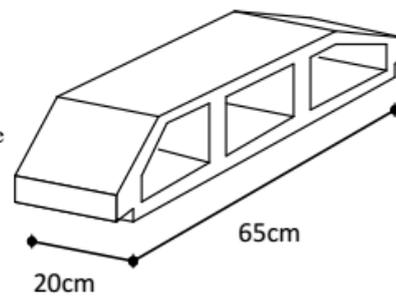


Figure 3.5: Corps creux

3.2.1/ Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression de 4 cm à 5cm d'épaisseur est coulée sur place. Elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TL520) dont le but est de :

- limiter les risques de fissuration par retrait,
- résister aux effets de charges appliquées
- reprendre les charges localisées entre poutrelles voisines,

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

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

Avec :

$l = 65$ cm: distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520$ MPa: Limite d'élasticité.

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

$A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20$ cm

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} \text{ aux poutrelles} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

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

$$A_{//} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } St = 20 \text{ cm}$$

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TL520) de dimension (5 × 5 × 200 × 200).

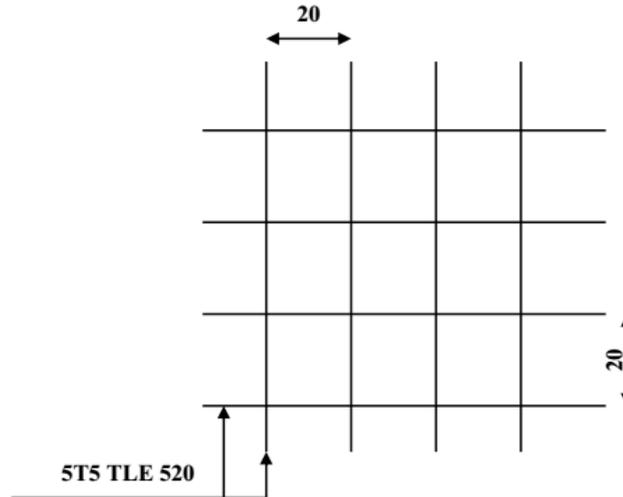


Figure 3.6 : Schéma statique du treillis soudé

3.2.2/ Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles successives. Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

3.2.2.1/ Avant le coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier. Sa section est de (4x12) cm² (figure 3.6).

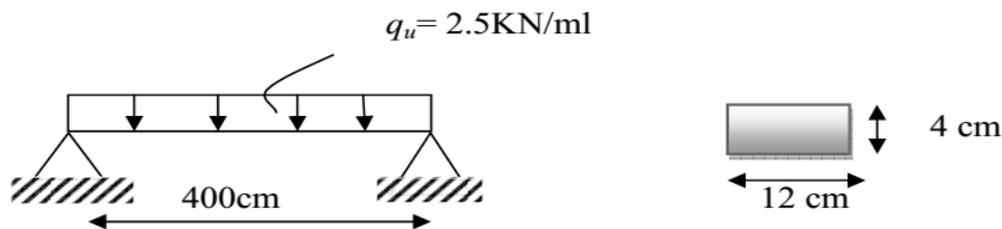


Figure 3.7: Schéma statique de la poutrelle

• Charges et surcharges

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

Poids propre du corps creux (16 cm) : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$

Surcharge due à l'ouvrier = 1 KN/ml.

• Calcul à l'ELU

a. Combinaison des charges

$$q_u = 1.35 G + 1,5 Q$$

Avec

$$G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

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

Ce qui donne

$$q_u = 1.35(0,74) + 1,5(1) = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

b. Ferrailage à l'état limite ultime

Le calcul se fera en flexion simple :

c. Calcul du moment fléchissant :

$$M_u = \frac{q l^2}{8}$$

$$M_u = \frac{q l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4.00^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

d. Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q l}{2}$$

$$T_u = \frac{q l}{2} = \frac{2,5 \times 4.00}{2} = 5 \text{ KN}$$

e. Calcul des armatures :

$$b = 12 \text{ cm; } d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm; } f_{bc} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7.33 > \mu = 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée}$$

Conclusion:

Les armatures comprimées sont nécessaires, et sachant que la section des poutrelles est très réduite, il est impossible de disposer des armatures de compression. Ce qui nous oblige à prévenir des étais intermédiaires pour aider les poutrelles à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

3.2.2.2/ Après coulage de la dalle de compression

Dans ce cas, le calcul sera conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue de section en T, avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

3.2.2.3/ Détermination des dimensions de la section en T

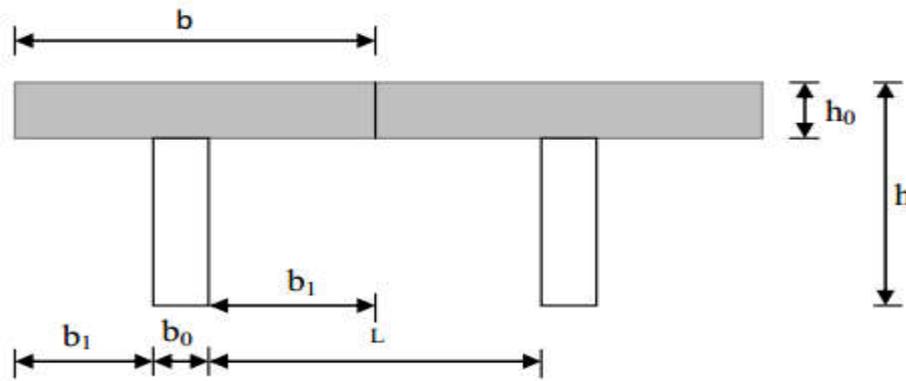


Figure 3.8 : Schéma de la table de compression

avec:

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

$h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux.

$b_0=12\text{cm}$: largeur de la poutrelle.

$h_0=4\text{cm}$: épaisseur de la dalle de compression.

L_1 : longueur de la plus grande travée : $L_1=4.00\text{ m}$,

L : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles : $L=65-12=53\text{ cm}$

La largeur de l'hourdis à prendre en compte est limitée par la plus restrictive des conditions suivantes:

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; 8h_0 \right)$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{400}{10} = 40\text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26.5\text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad 30 \leq b_1 \leq 40\text{cm} \phi 6 \text{ nuances TLE520}$$

$$\text{Soit : } b_1 = 26,5\text{cm} \Rightarrow b = b_0 + 2b_1 = 65\text{cm.}$$

3.2.2.4/ Choix de la méthode

La détermination des efforts internes est effectuée à l'aide des méthodes usuelles tels que :

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

• Poids du plancher

$$G = 5.14 \times 0.65 = 3.341\text{ KN/ml}$$

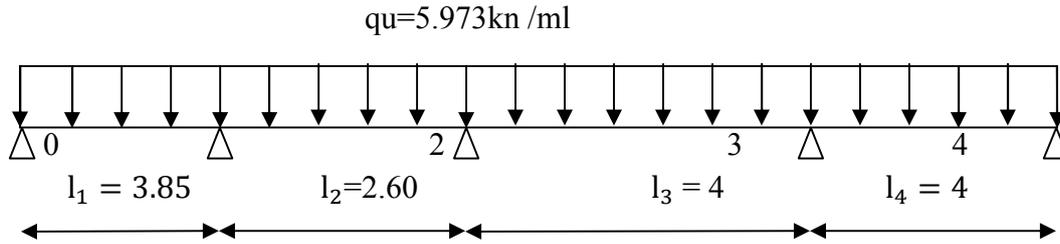
$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975\text{ KN/ml}$$

• Combinaison de charge

$$\text{à l'ELU: } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.341) + 1.5(0.975) = 5.973\text{ KN/ml}$$

$$\text{à l'ELS: } q_s = G + Q = 3.341 + 0.975 = 4.316\text{ KN/ml}$$

Dans notre structure ont a un seul cas de poutre a étudié .
cas a étudié : une poutre repose sur 05 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :



a) Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

La méthode s’applique aux planchers à charge d’exploitation modérée. La surcharge d’exploitation est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

$$Q \leq \max (2G; 5 \text{ KN / ml})$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml} \leq \max (6.68 ; 5 \text{ KN / ml}) \Rightarrow \text{la condition est vérifié}$$

Les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

⇒ La condition est vérifiée.

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$$

$$\frac{141}{385} = 0.36 < 0.8$$

$$0.8 < \frac{400}{400} = 1 < 1.25$$

$$\frac{385}{260} = 1.48 > 1.25$$

⇒ La condition n’est pas vérifiée

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire n’est pas applicable.

Conclusion :

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire n’est pas applicable. On applique la méthode des trois moments.

b) Exposé de la méthode des 3 moments :

➤ **Exposition de la méthode :**

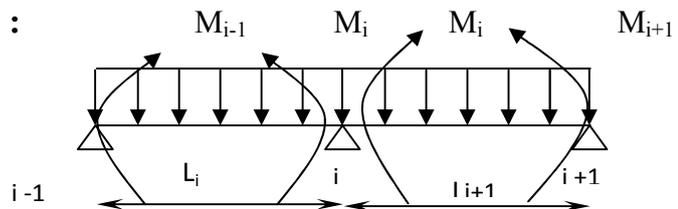


Fig.3.9 : Méthode des 3 moments

1-Rappel :

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{i-1}.l_i+2.M_i (l_i+l_{i+1}) +M_{i+1}.l_{i+1} = -\left(\frac{q_i.l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}.l_{i+1}^3}{4}\right)$$

Avec : M_{i-1},M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'

3.2.3.Application de la méthode des trois moments

3.2.3.a.Calcul des moments aux appuis :

L'appui 0 : $7.7M_0+3.85M_1= -87.22$ -----(1)

L'appui 1: $3.85M_0+12.9M_1+2.60M_2 = -111.456$ ----- (2)

L'appui 2 : $2.60M_1+13.2M_2+4M_3= - 121.813$ ----- (3)

L'appui 3 : $4M_2+16M_3+4M_4 = - 191.136$ ----- (4)

L'appui 4 : $4M_3+8M_4 = -95.568$ ----- (5)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

Aux appuis :

$M_0= -8.888\text{KN.m}$	$M_1 = -4.878 \text{ KN.m}$
$M_2= -5.660\text{KN.m}$	$M_3 = -8.624\text{KN.m}$
$M_4= -7.631 \text{ KN.m}$	

3.2.3.b. Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow X_i = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)
0-1	3.85	5.973	-8.888	-4.878	2.099	10.976
1-2	2.60	5.973	-4.878	-5.660	1.249	5.039
2-3	4	5.973	-5.660	-8.624	1.878	11.898
3-4	4	5.973	-8.624	-7.631	2.041	11.940

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

- **En travées on aura les résultats suivants :**

$$M_{1\max} = 14.634 \text{ KN.m.}$$

$$M_{2\max} = 6.718 \text{ KN.m.}$$

$$M_{3\max} = 15.864 \text{ KN.m.}$$

$$M_{4\max} = 15.92 \text{ KN.m.}$$

- **Aux appuis on aura les résultats suivants :**

$$M_0 = -5.925 \text{ KN.m} \qquad M_1 = -3.252 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -3.774 \text{ KN.m} \qquad M_3 = -5.749 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -5.087 \text{ KN.m}$$

3.2.3.c/ Calcul des efforts tranchant :

$$V(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	V(x) ; x=0 (KN)	V(x) ; x=L (KN)
0-1	3.85	5.973	-5.925	-3.252	12.192	-10.804
1-2	2.60	5.973	-3.252	-3.774	7.564	-7.956
2-3	4	5.973	-3.774	-5.749	11.452	-12.44
3-4	4	5.973	-5.749	-5.087	12.111	-11.781

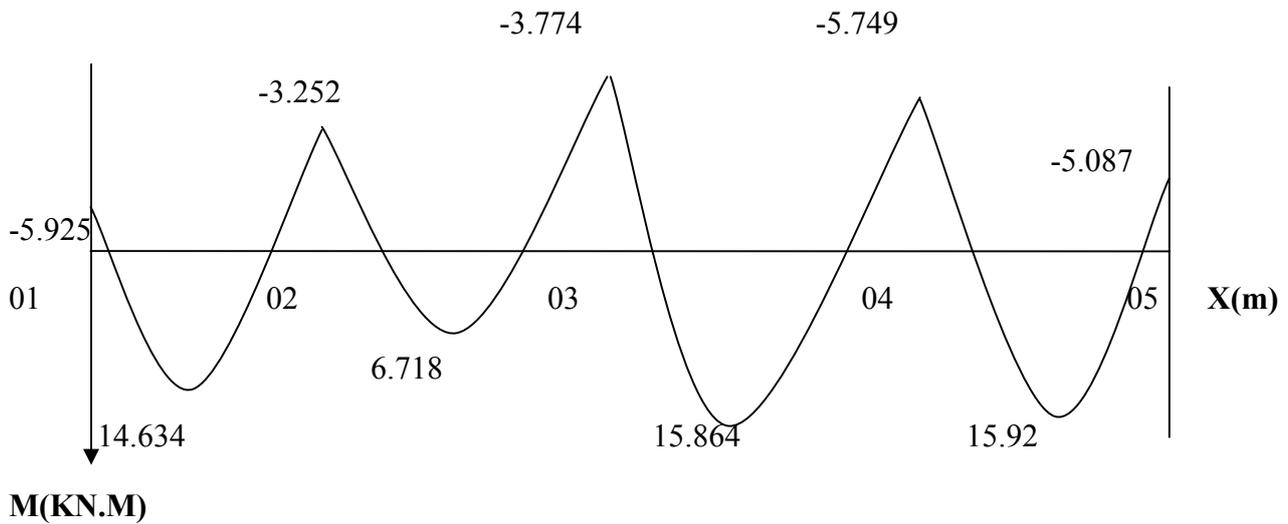


Figure 3.10 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.

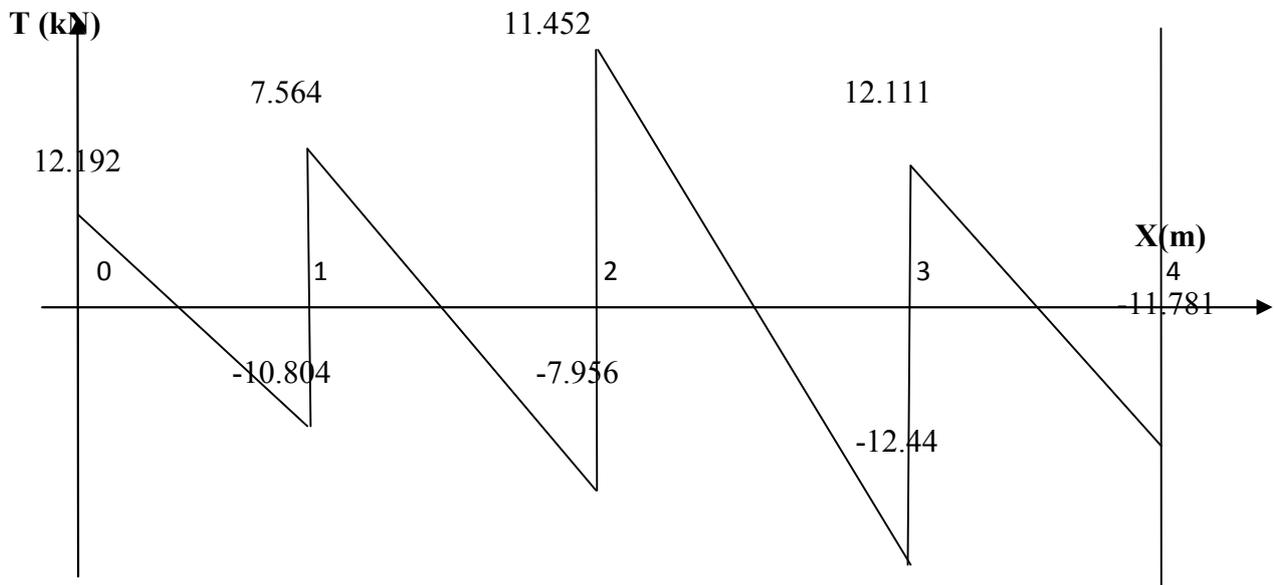


Figure3.11 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.

NB :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t \max} = 15.92 \text{ KN.m et } M_{a \max} = -5.92 \text{ KN.m}$$

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur totale de plancher)

$b_0 = 12 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression)

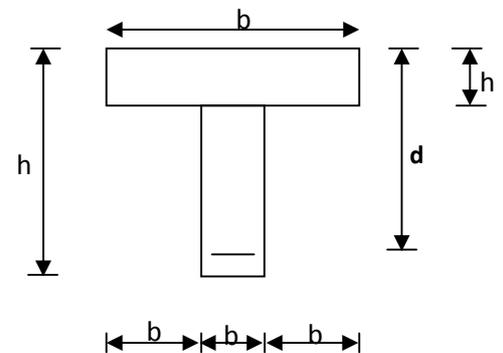


Figure.3.12: Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

Moment résistant :

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression, est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_f = 15.92 \text{ KN.m} < M_0 = 59.07 \text{ KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

3.2.4. Ferrailage à l'ELU

a. Calcul des armatures longitudinales :

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.92}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.018 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{15.92 \times 10^5}{0.991 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 2.56 \text{ cm}^2$$

Remarque:

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée. Soit : **3 HA12 = 3.39 cm²**

➤ Aux appuis :

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$$b_0 = 12\text{cm}, c = 2\text{cm}, h = 20\text{cm}, d = 18\text{cm}$$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.92}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.107$$

$$\mu = 0.107 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.107 \rightarrow \beta = 0.945$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{5.92 \times 10^5}{0.945 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.00 \text{ cm}^2$$

On adopte **2HA10 = 1.57 cm²**

Conclusion :

En travée : **3HA 12 = 3.39 cm²**.

Aux appuis : **2HA 10 = 1.57 cm²**.

Pour les aciers de continuité, on place **2HA8 = 1.00 cm²**

➤ Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right) = 0.57 \text{ cm}$$

On adopte : **2 HA8 = 1.00 cm²**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

➤ **Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)**

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

$$S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

3.2.5. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité :

➤ **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_u^{\max} = 12.192 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 12.192 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,564 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,564 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

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

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (1 \times 12 + 2 \times 10) = 100.48 \text{ mm} :$$

$$\tau_{se} = \frac{12.192 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 100.48} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

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

➤ **Sur le béton :**

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_{00}$$

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 12.192 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Sur l'acier :**

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

$$A_a = 2.70 \geq \frac{1,15}{400} \left(12.192 + \frac{4.81}{0,9 \times 18} \right) = 0.035$$

\Rightarrow condition vérifiée

e. l'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2.83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42.40 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e \text{ E400, acier HA, } L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 42.40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0.4L_s$

$$L_s = 0.4 \times 42.4 = 16.96 \text{ cm}$$

$$L_s = 17 \text{ cm}$$

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

$$V_{u \max} = 12.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{12.59 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.104$$

$$\tau_u = 0.107 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4.347, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.104 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.2.6 Calcul à l' E L S :

a. Moment de flexion à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0.716$

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.973 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 4.316 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0.722$$

Les moments en travées :

$$M_{1 \max} = 10.565 \text{ KN.m.}$$

$$M_{2 \max} = 4.850 \text{ KN.m.}$$

$$M_{3 \max} = 11.453 \text{ KN.m.}$$

$$M_{4 \max} = 11.492 \text{ KN.m.}$$

Les moments en appuis :

$$M_0 = -4.277 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -2.347 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -2.724 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -c \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -3.672 \text{ KN.m}$$

b. Effort tranchant à l'E.L.S :

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	L (m)	V(x) ; x=0 (KN)	V(x) ; x=L (KN)
0-1	3.85	8.802	-7.800
01-02	2.6	5.461	-5.744
02-03	4	8.268	-8.981
03-	4	8.744	-8.505

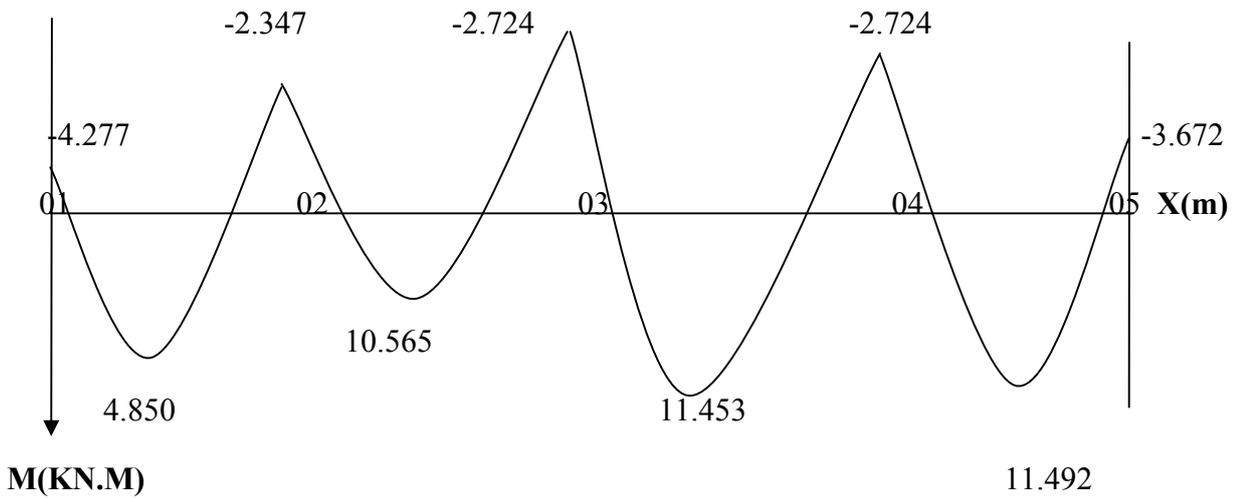


Figure 3.13 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.

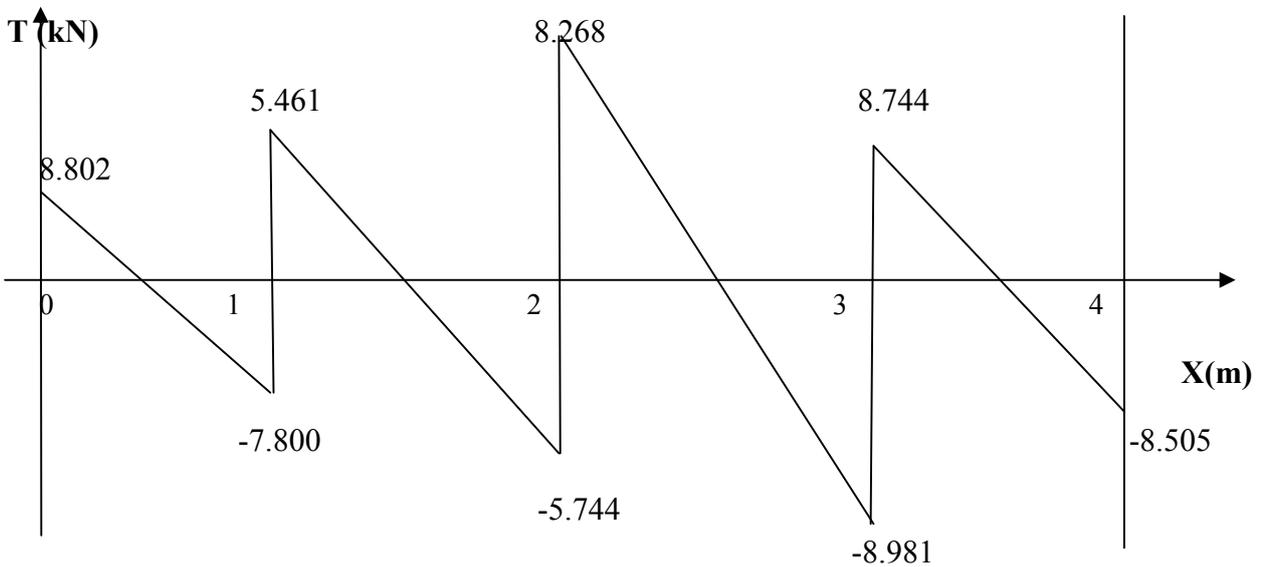


Figure3.14 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.

3.2.7. Vérification à l'E.L.S :

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables,

b. Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.560$$

$$\beta_1 = 0.837 \text{ -----} \rightarrow K_1 = 0.061$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{11.492 \times 10^6}{0.837 \times 18 \times 3.39 \times 10^3} = 225.007 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 13.725 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.7}{12 \times 18} = 1.251 \Rightarrow \begin{cases} K = 0.055 \\ \beta = 0.849 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{4.277 \times 10^6}{0.849 \times 18 \times 2.7 \times 10^3} = 103.656 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 5.701 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c. Etat limite de déformation :(Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier la flèche pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,062$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

3.2.8. Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$$

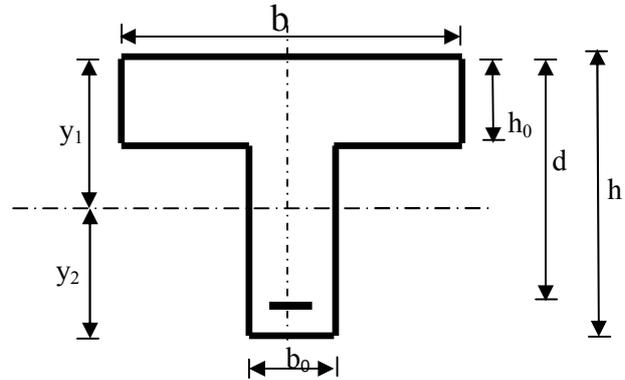
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.85 \text{ cm}^2$$



Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.44^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.44 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.84 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,0156$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0156} = 1.05$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 1.05 ; 0 \} = 1,05$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 21799,84}{1 + 1,05 \times 1,05} = 11406 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{11,492 \times 3,30^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 11406 \times 10^{-8}} = 0,010 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

3.3/ L'escalier

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre dans un bâtiment.

3.3.1/ Terminologie et Définitions

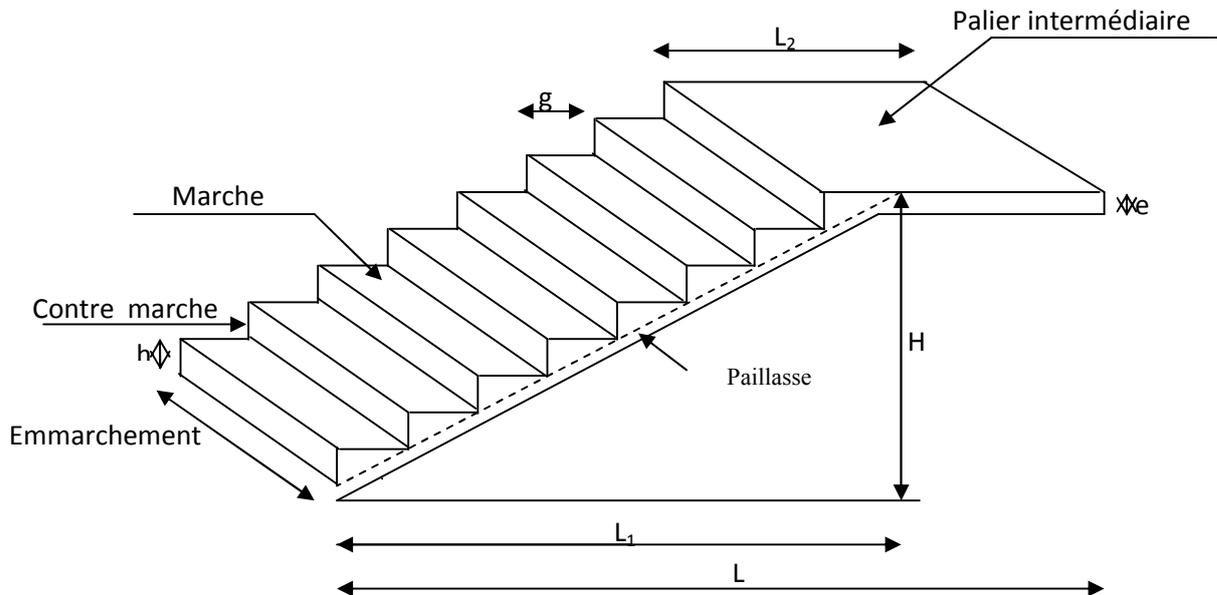


Figure 3.15: Schéma représentatif d'un escalier

- ❖ **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale, sa forme est rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- ❖ **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- ❖ **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- ❖ **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- ❖ **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- ❖ **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- ❖ **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

◆ L'escalier de notre immeuble comporte un seul type d'escalier à trois volées avec deux paliers intermédiaire en BA, coulé sur place, la hauteur de RDC = 3.74m et la hauteur d'étage courant = 3.06 m, nous calculerons l'escalier de RDC et nous adopterons le même ferrailage pour l'escalier de l'étage courant.

3.3.2/ Dimensionnement de l'escalier de l'étage RDC

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g+2h = 64\text{cm}$$

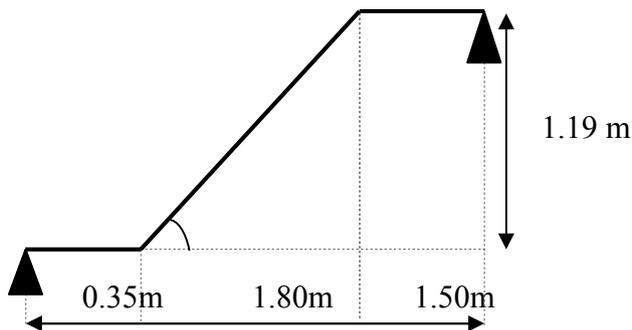
Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

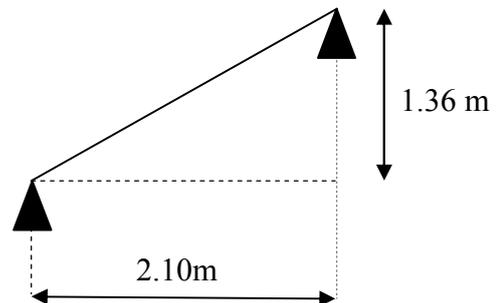
g : Giron.

- Nous allons étudier deux paillasse comme représenté dans les schémas suivants :

Volée 1 et 3:



volée 2 :



◆ **les volées 1 et 3 :**

a. Hauteur de la contre marche

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \quad \text{on prend : } h = 17\text{cm}$$

$$26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm} \quad \text{on prend : } g = 30\text{cm}$$

b. Détermination du nombre de contremarches (n)

$$n = \frac{H}{h} \quad n = \frac{119}{17} = 7$$

n=7 contre marches

D'où le nombre de marches est : $m=n - 1=7- 1= 6$ marches

c. Longueur réelle de la paillasse

$$L=m \times g$$

$$L=6 \times 30=180 \text{ cm}$$

$$\text{Tg}(\alpha)=\frac{h}{g} = \frac{17}{30}=0.567 \rightarrow \alpha=33.46^\circ$$

$$L' = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{180}{\cos 33.46} = 216 \text{ cm}$$

$$L_1 = L'+L_{\text{palier}}$$

Avec :

$$L_{\text{palier}} = 35 \text{ cm}$$

$$L_1=216 +35= 251 \text{ cm}$$

d. Épaisseur de la paille

$$\frac{L_1}{30} \leq ep \leq \frac{L_1}{20}$$

$$\frac{251}{30} < ep < \frac{251}{20} \implies 8.36 \text{ cm} < ep < 12.55 \text{ cm}$$

On opte pour une paille d'épaisseur $e_p=15\text{cm}$.

◆ **La volée 2 :**

a. Hauteur de la contre marche

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \quad \text{on prend : } h = 17\text{cm}$$

$$26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm} \quad \text{on prend : } g = 30\text{cm}$$

b. Détermination du nombre de contremarches (n)

$$n = \frac{H}{h} \quad n = \frac{136}{17} = 8$$

$n=8$ contre marches

D'où le nombre de marches est : $m=n - 1=8 -1=7$ marches

c. Longueur réelle de la paille

$$L=m \times g$$

$$L=7 \times 30=210 \text{ cm}$$

$$\text{Tg}(\alpha)=\frac{h}{g} = \frac{136}{210}=0.647 \rightarrow \alpha=32.902^\circ$$

$$L'=\frac{L}{\cos\alpha} = \frac{210}{\cos 32.902} = 250 \text{ cm}$$

$$L_1=250 \text{ cm}$$

d. Épaisseur de la paille

$$\frac{L_1}{30} \leq ep \leq \frac{L_1}{20}$$

$$\frac{250}{30} < ep < \frac{250}{20} \implies 8.33 \text{ cm} < ep < 12.5 \text{ cm}$$

On opte pour une paille d'épaisseur $e_p=15 \text{ cm}$.

Conclusion :

Soit n le nombre de contre marches, et m le nombre de marches.

$$H=374\text{cm} \quad ; \quad h=17\text{cm} \quad ; \quad \text{donc} \quad : \quad n=\frac{H}{h} = \frac{374}{17} \rightarrow n=22 \text{ contre marches.}$$

Les 22 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 et 3 :** $n= 7$ contre marches ; **Donc :** $m=n-1 = 6$ marches.
- **Volée 2 :** $n= 8$ contre marches ; **Donc :** $m=n-1 = 7$ marches.

3.3.3/ Détermination des charges de calcul

Le calcul s'effectuera, en flexion simple pour une bande de 1 m de longueur, considérant que l'escalier est horizontal. On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

3.3.3.1/ Détermination des sollicitations de calcul

Tableau 3.1: Evaluation des charges sur la paillasse

Désignation des éléments	(kN/m ³)	e (m)	Poids (kN/m ²)
Revêtement de sol en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Enduit ciment	20	0.02	0.4
sable	18	0.02	0.36
Paillasse	29.96	0.15	4.49
Marche	25	0.085	2.125
			8.215

$$G_{\text{paillasse}}^{\text{max}} = 8.215 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 8.215 \text{ kN/ml}$$

Tableau 3.2 : Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	(kN/m ³)	e (m)	Poids (kN/m ²)
Revêtement de sol en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Le palier	25	0.15	3.75
Enduit ciment	20	0.02	0.4
			5.35

$$G_{\text{palier}} = 5.35 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 5.35 \text{ kN/ml}$$

Surcharges d'exploitation : selon le **(DTR C2-2)** pour une construction a usage de service ou d'habitation ; $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

3.3.3.2/ Combinaisons des charges

ELU

$$q_{\text{u paillasse}} = 1,35G + 1,5 Q = 1.35 \times 8.215 + 1.5 \times 2.5 = 14.84 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{u palier}} = 1,35G + 1,5 Q = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 2.5 = 10.972 \text{ KN/ml}$$

E L S

$$q_{\text{s paillasse}} = G + Q = 8.215 + 2.5 = 10.715 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{s palier}} = G + Q = 5.35 + 2.5 = 7.85 \text{ KN/ml}$$

3.3.4/Calcul à l'état limite ultime

$$q_{u_{\text{paillasse}}} = 14.84 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u_{\text{palier}}} = 10.972 \text{ kN/ml}$$

A. Etude de la volée 2:

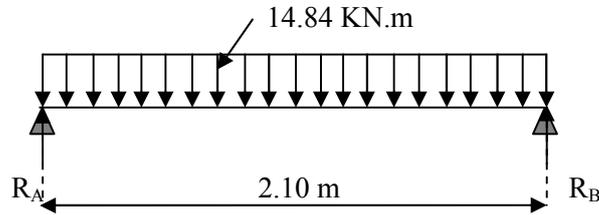


Figure 3.3 : Schéma statique à l'ELU.

Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{14.84 \times 2.10}{2} = 15.582 \text{ KN}$$

Donc $R_B = 15.582 \text{ KN}$
 $R_A = 15.582 \text{ KN}$

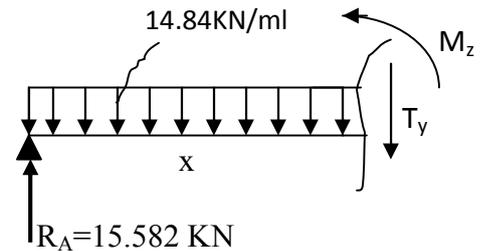
Calcul des efforts internes

- tronçon $0 \leq x \leq 2.10 \text{ m}$
- $T(x) = R_A - 14.84x$

$$\begin{cases} T(x=0) = R_A = 15.582 \text{ KN} \\ T(x=2.10) = 15.582 - 14.84 \times 2.10 = -15.582 \text{ KN} \end{cases}$$

M_z Atteint la valeur max à $x = \frac{2.10}{2} = 1.05 \text{ m}$.

$$M_z^{\text{max}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{14.84 \times 2.1^2}{8} \rightarrow M_z^{\text{max}} = 8.18 \text{ KN.m}$$

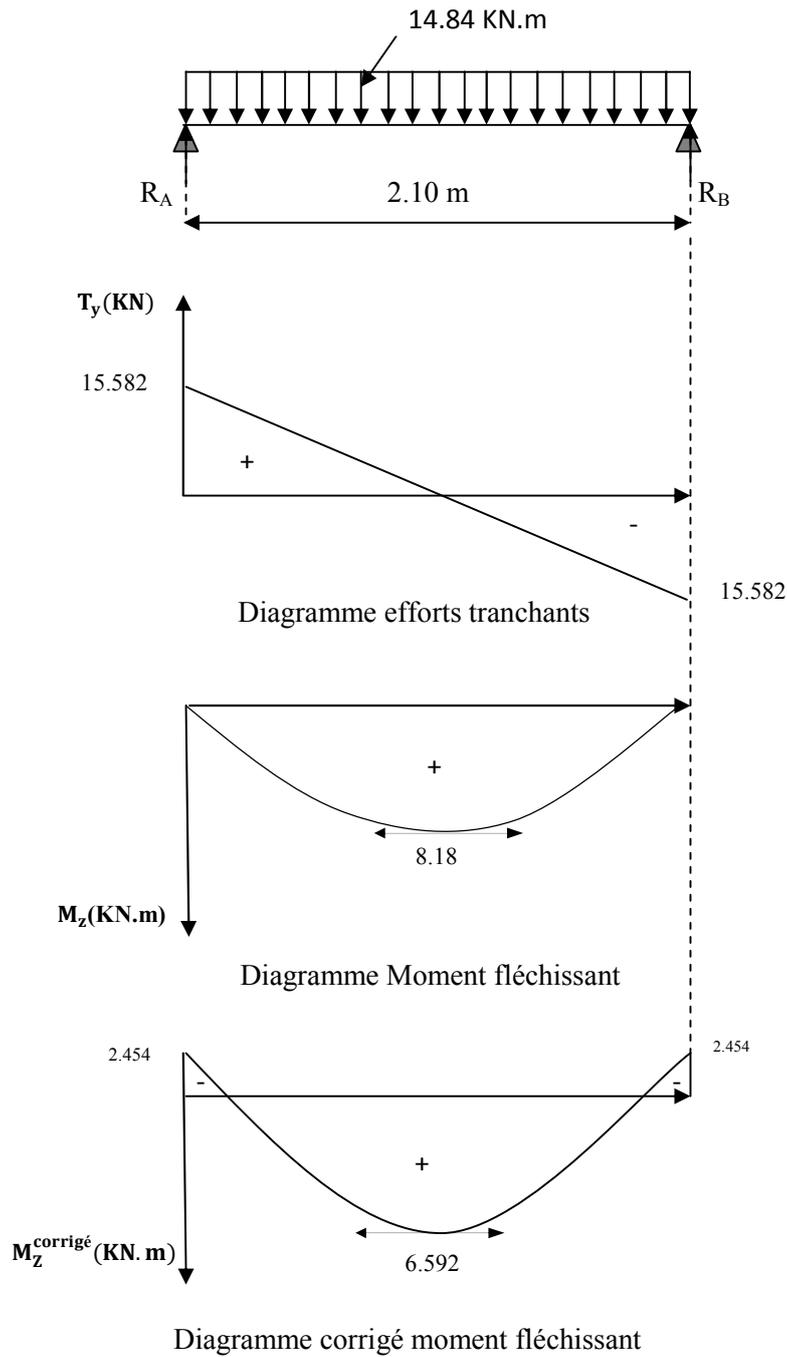


En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

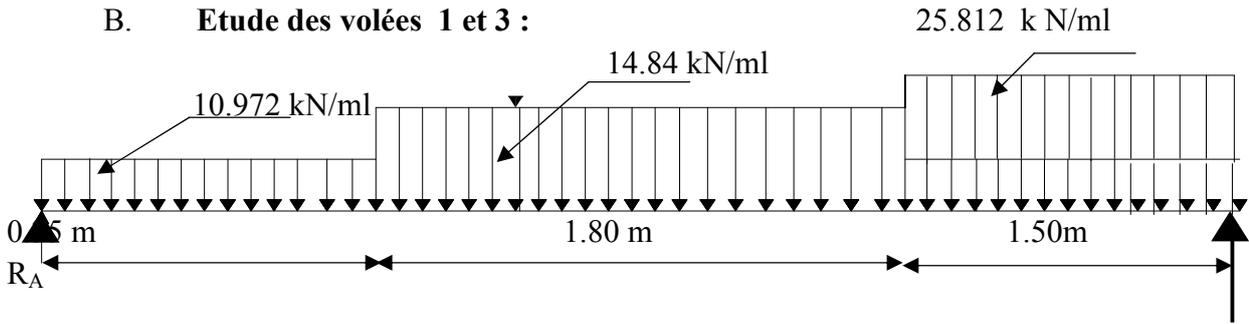
- Aux appuis : $= -0.3 M_z^{\text{max}} = -2.454 \text{ KN.m}$

- en travées : $= 0.85 M_z^{\text{max}} = 6.953 \text{ KN.m}$

Les résultats sont représentés ci-dessous :



B. Etude des volées 1 et 3 :



Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant

$$\sum F / y = 0$$

$$R_A + R_B = 0.35 \times 10.972 + 1.80 \times 14.84 + 1.50 \times 25.812 = 69.27 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B \times 3.65 = 10.972 \times 0.35 \times 0.175 + 14.84 \times 1.8 \times \left(0.35 + \frac{1.8}{2}\right) + 25.812 \times 1.5 \times (0.35 + 1.8 + 0.75) = 146.342 \text{ KN.m}$$

$$3.65 R_B = 146.342 \text{ KN.m}$$

$$R_B = \frac{146.342}{3.65} = 40.093 \text{ KN}$$

$$R_A = 69.27 - 40.093 = 29.177 \text{ KN}$$

Donc $R_B = 40.093 \text{ KN}$
 $R_A = 29.177 \text{ KN}$

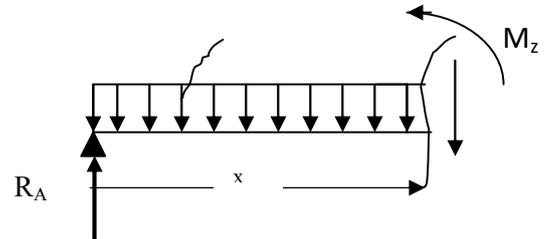
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.35 \text{ m}$

- $T(x) = R_A - 10.972x$

$$\begin{cases} T(x=0) = R_A = 29.177 \text{ KN} \\ T(x=0.35) = 29.177 - 10.972 \times 0.35 = 25.336 \text{ KN} \end{cases}$$

- $M(x) = R_A x - 10.972 \frac{x^2}{2}$

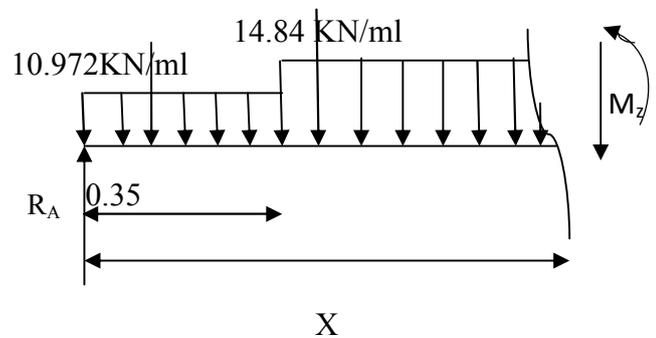
$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=0.35) = 9.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$



2^{eme} tronçon : $0.35 \text{ m} \leq x \leq 2.15 \text{ m}$

- $T(x) = R_A - 10.972(0.35) - 14.84(x - 0.35)$

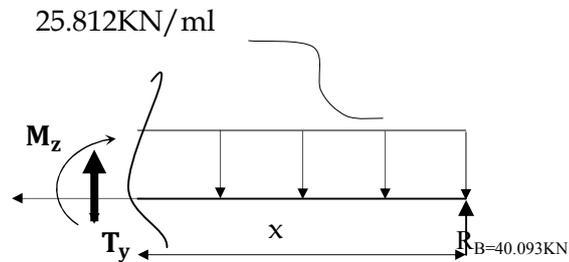
$$\begin{cases} T(x=0.35 \text{ m}) = 25.336 \text{ KN} \\ T(x=2.15 \text{ m}) = 29.177 - 3.840 - 26.712 = -1.375 \text{ KN} \end{cases}$$



- $$M(x) = R_A \cdot x - 10.972 \times 0.35 \times (x - 0.175) - 14.84 \frac{(x - 0.35)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=0.35) = 29.177 \times 0.35 - 10.972 \times 0.35 (0.35 - 0.175) = 9.539 \text{ KN.m} \\ M(x=2.15) = 29.177 \times 2.15 - 10.972 \times 0.35 (2.15 - 0.175) - 14.84 \times \frac{(2.15 - 0.35)^2}{2} = 31.106 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50\text{m}$



- $$T(x) = 25.812 \cdot x - R_B$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = -40.093 \text{ KN} \\ T(x=1.50) = 25.812 \times 1.50 - 40.093 = -1.375 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- $$M(x) = -25.812 \frac{x^2}{2} + 40.093x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x=1.50\text{m} \quad M(x=1.50) = 31.101 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Point du moment Maximal :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0$$

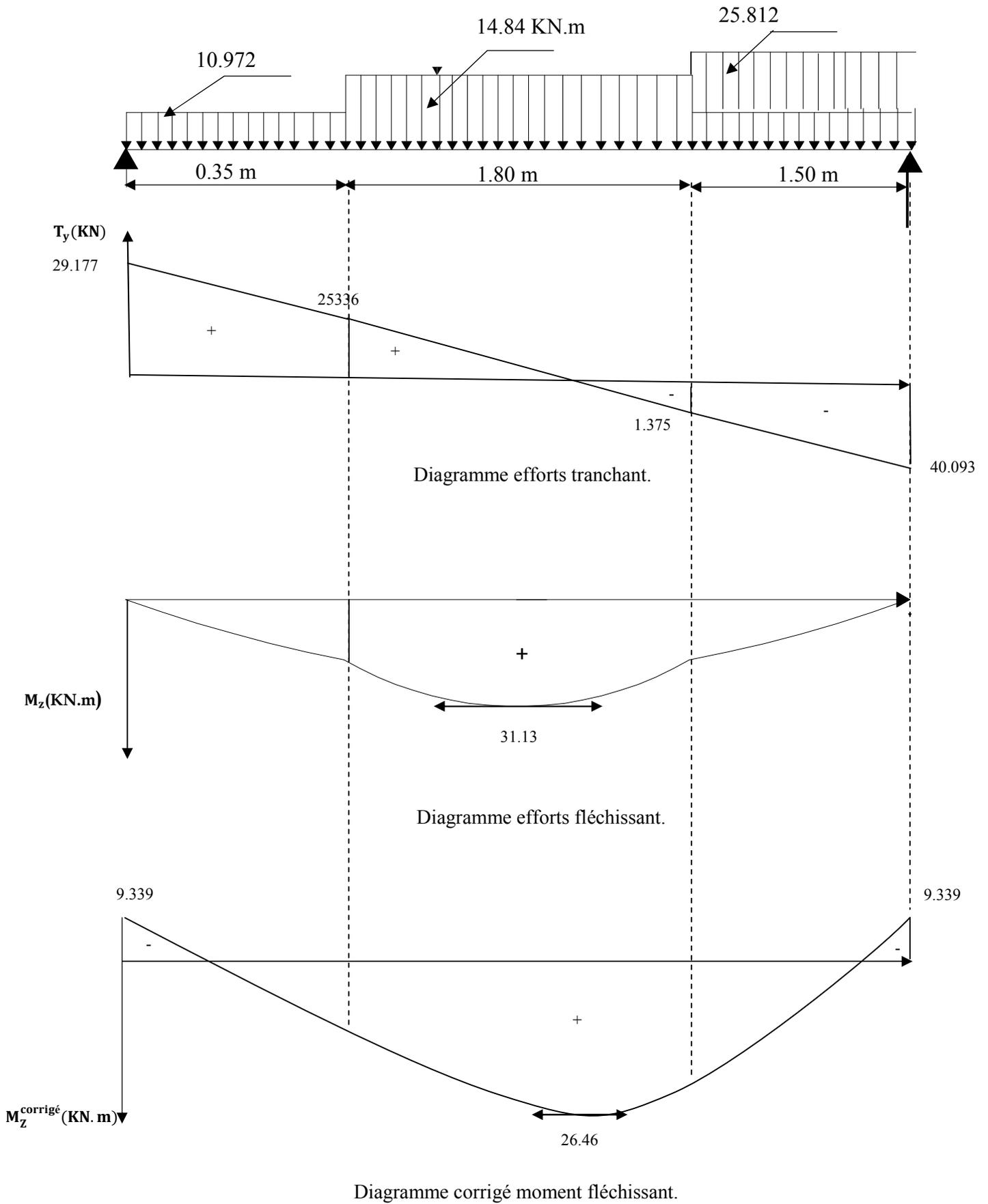
$$x = 1.55 \text{ m} \quad M(x=1.55) = 31.13 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $= -0.3 M_z^{\max} = -9.339 \text{ KN.m}$

- en travées : $= 0.85 M_z^{\max} = 26.46 \text{ KN.m}$

Les résultats sont représentés ci-dessous :



C. Ferrailage

◆ volée 1 et 3 :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p=15\text{cm}$).

Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

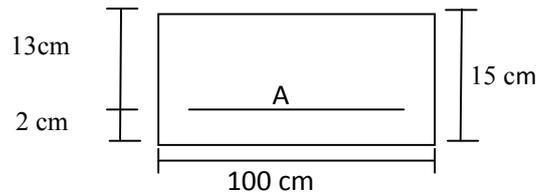


Figure 3.16 : Schéma de ferrailage pour une bande de 1 m

a) aux appuis

• Armatures principales

$$M_{ua} = -0.3 \times M(z) = -9.339 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{9.339 \times 10^3}{100 \times (13^2) \times 14.2} = 0.038$$

$$\mu_a = 0.038 < 0.392 \implies \text{SSA} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.981$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_a = \frac{9.339 \times 10^3}{0.981 \times 13 \times 348} = 2.1 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.1 \text{ cm}^2$ on opte pour 4HA10 = 3.14 cm²/ml

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

• Armatures de répartition

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

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm²/ml

avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) En travée

$$M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 26.46 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.46 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.110$$

$$\mu_t = 0.110 < 0.392 \implies \text{SSA} \longrightarrow \text{tableau } \beta = 0.942$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{26.46 \times 10^3}{0.942 \times 13 \times 348} = 6.20 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4\text{HA}16 = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{8.04}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

◆ **volée 2 :**

a) aux appuis

• **Armatures principales**

$$M_{ua} = -0.3 \times M(z) \text{ max} = -2.454 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{2.454 \times 10^3}{100 \times (13^2) \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu_a = 0.010 < 0.392 \implies \text{SSA} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_c}{\gamma_s}}$$

$$A_a = \frac{2.454 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.55 \text{ cm}^2$$

on opte pour $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition**

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

$$A_r = \frac{2.26}{4} = 0.565 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) En travée

$$M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 6.953 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.953 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\mu_t = 0.028 < 0.392 \implies \text{SSA} \longrightarrow \text{tableau } \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times f / \gamma_s} = \frac{6.953 \times 10^3}{0.986 \times 13 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

3.3.5/ Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BAEL91 version99/Art A. 4, 2,1)

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$\text{volée 1 et 3} \begin{cases} A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

$$\text{volée 2} \begin{cases} A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91 version 99/Art A.5.5.2)

◆ **volée 1 et 3 :**

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\overline{\tau}_u = \frac{0.44}{\gamma_b} \times f_{c28}^{1/2}$$

Avec T_u : L'effort tranchant maximal.

$$T_u = 40.093 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{40.093 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.308 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.44}{\gamma_b} \times f_{c28}^{1/2} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.308 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.46 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

◆ volée 2 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

Pour une fissuration peu préjudiciable $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$ (avec $\gamma_b = 1,5$)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{15.582 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.11$$

$$\tau_u = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 99 version 99/Art A.5.1, 313)

On doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d.

$$a = 0.9 \times 130 = 117 \text{ mm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 40.093 \times 10^3}{1000 \times 117} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.68 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Espacement des barres

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• **Armatures principales**

$$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{3 \times 15, 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

Sur appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

• **Armatures de répartition**

$$S_{t \max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

$$S_{t \max} \leq \min \{4 \times 15, 45\text{cm}\}$$

Sur appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

e. Justification des sections d'appuis (BAEL91 version 99/Art A.5.1.3)

$$A_a \geq \frac{T_u^{max}}{f_{su}}$$

$$A_s = \frac{40093}{1000 \times 348} = 0.115 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_s = 0.115 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

f. Condition d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91 version 99/Art A.6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

Avec : $\psi_s = 1.5$

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres

d : hauteur utile

◆ **volée 1 et 3 :**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times (1.2 + 0.8) = 25.12 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{40093}{0.9 \times 130 \times 25.12} = 1.36 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{se} = 1.36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

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

◆ **volée 2 :**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times (0.10 + 0.8) = 11.304 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15582}{0.9 \times 130 \times 11.304} = 1.178 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.178 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

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

g. Ancrage des armatures (BAEL 91 version 99/Art 6, 1, 2, 3)

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$L_s = \frac{O_{travée} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

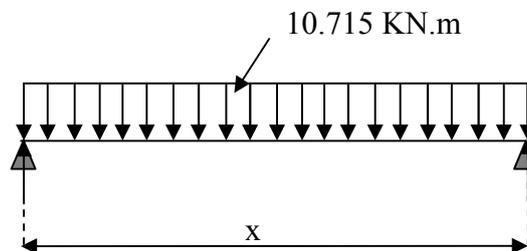
Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 18 \text{ cm}$**

3.3.6/Calcul à l'état limite de service (ELS)

$$q_{\text{paillasse}} = 10.715 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\text{palier}} = 7.85 \text{ kN/ml}$$

◆ volée 2 :



Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{10.715 \times 2.10}{2} = 11.25 \text{ KN}$$

Donc $R_B = 11.25 \text{ KN}$
 $R_A = 11.25 \text{ KN}$

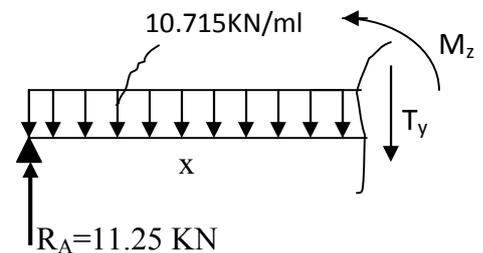
Calcul des efforts internes

- **tronçon $0 \leq x \leq 2.10 \text{ m}$**
- $T(x) = R_A - 10.715x$

$$\begin{cases} T(x=0) = R_A = 11.25 \text{ KN} \\ T(x=2.10) = 11.25 - 10.715 \times 2.10 = -11.25 \text{ KN} \end{cases}$$

M_z Atteint la valeur max à $x = \frac{2.10}{2} = 1.05 \text{ m}$.

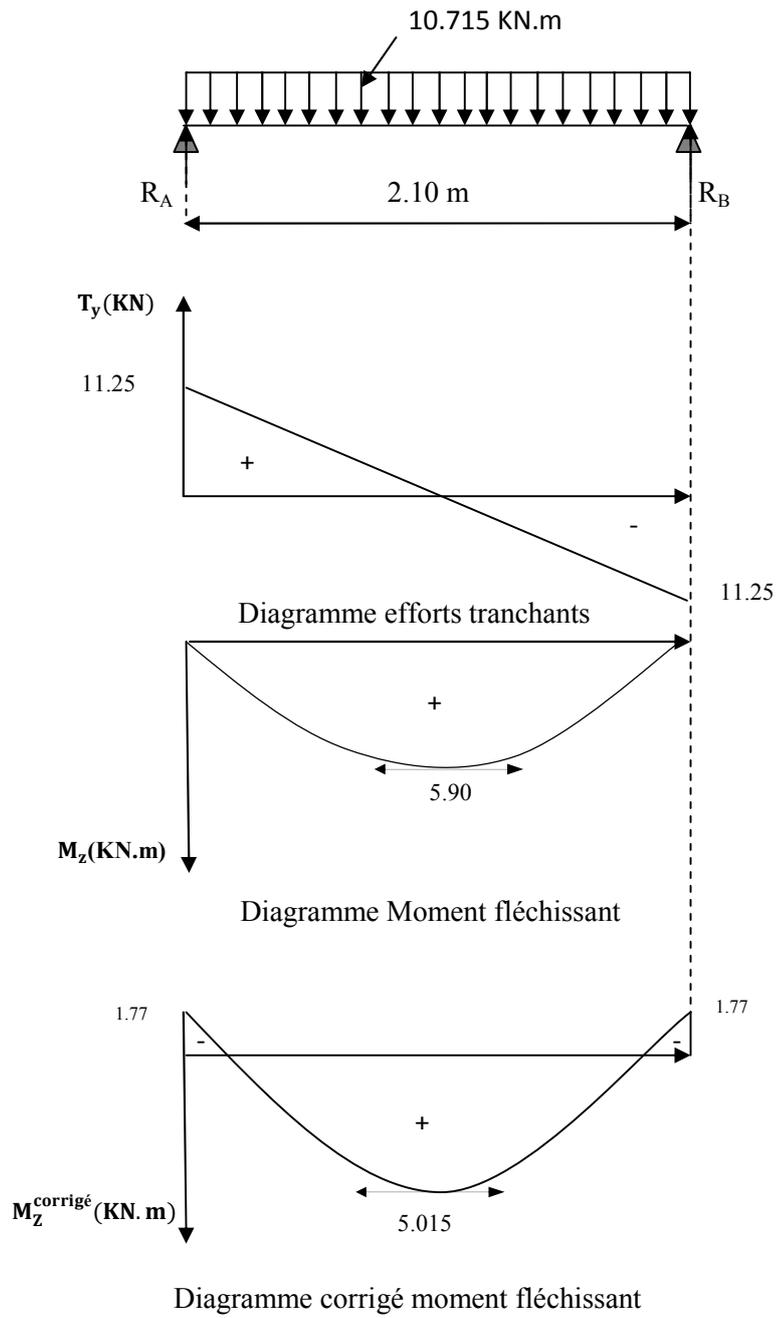
$$M_z^{\text{max}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10.715 \times 2.1^2}{8} \rightarrow M_z^{\text{max}} = 5.90 \text{ KN.m}$$



En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $= -0.3 M_z^{\text{max}} = -1.77 \text{ KN.m}$
- en travées : $= 0.85 M_z^{\text{max}} = 5.015 \text{ KN.m}$

Les résultats sont représentés ci-dessous :



◆ volées 1 et 3 :

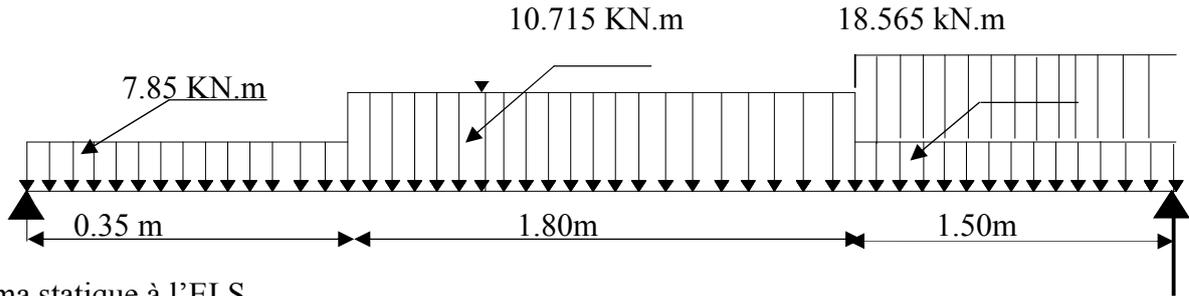


Schéma statique à l'ELS

Calcul des efforts tranchants moments fléchissant

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 0.35 \times 7.85 + 1.80 \times 10.715 + 1.50 \times 18.565 = 49.879 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M / A = 0. \Rightarrow R_B \times 3.65 = 7.85 \times 0.35 \times 0.175 + 10.715 \times 1.8 \times \left(0.35 + \frac{1.8}{2}\right) + 18.565 \times 1.5 \times (0.35 + 1.8 + 0.75) = 105.347 \text{ KN.m}$$

$$3.65 R_B = 105.347 \text{ KN.m}$$

$$R_B = \frac{105.347}{3.65} = 28.862 \text{ KN}$$

$$R_A = 49.879 - 28.862 = 21.017 \text{ KN}$$

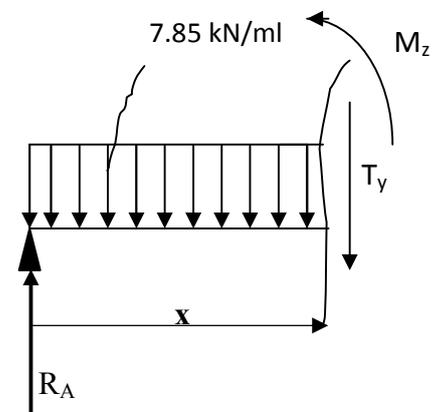
Donc: $R_A = 21.017 \text{ KN}$

$R_B = 28.862 \text{ KN}$

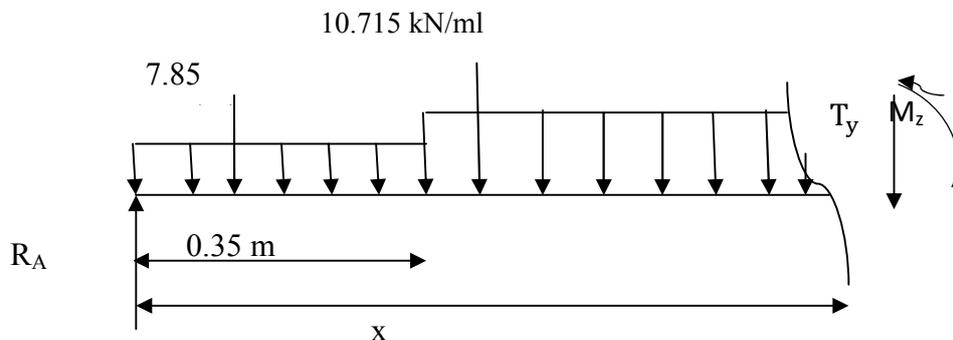
🚩 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.35 \text{ m}$

$$\bullet T(x) = R_A - 7.85x \begin{cases} T(x=0) = R_A = 21.017 \text{ KN} \\ T(x=0.35) = 21.01 - 7.85 \times 0.35 = 18.269 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet M(x) = R_A x - 7.85 \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=0.35) = 6.875 \text{ KN.m} \end{cases}$$



🚩 2^{eme} tronçon : $0.35 \text{ m} \leq x \leq 2.15 \text{ m}$



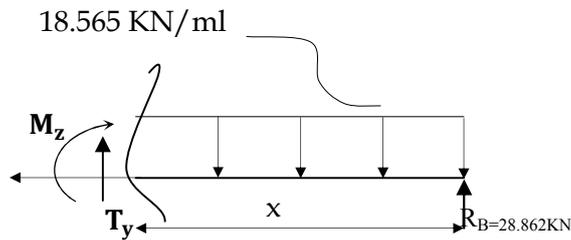
• $T(x) = R_A - 7.85 (0.35) - 10.715 (x - 0.35)$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0.35\text{m}) = 21.017 - 2.747 = 18.269\text{KN} \\ T(x=2.15\text{m}) = 21.017 - 2.747 - 1.287 = -16.983\text{KN} \end{array} \right.$$

• $M(x) = R_A \cdot x - 7.85 \times 0.35 \times (x - 0.175) - 10.715 \frac{(x - 0.35)^2}{2}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=0.35) = 21.017 \times 0.35 - 7.85 \times 0.35 (0.35 - 0.175) = 6.875\text{KN.m} \\ M(x=2.15) = 21.017 \times 2.15 - 7.85 \times 0.35 (2.15 - 0.175) - 10.715 \times \frac{(2.15 - 0.35)^2}{2} = 22.401\text{KN.m} \end{array} \right.$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50\text{m}$



• $T(x) = 18.565 \cdot x - R_B$ $\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = -28.862\text{KN} \\ T(x=1.50) = 18.565 \times 1.50 - 28.862 = -1.014\text{KN} \end{array} \right.$

• $M(x) = R_B \cdot x - 18.565 \frac{x^2}{2}$ $\left\{ \begin{array}{l} M(x=0) = 0\text{KN.m.} \\ M(x=1.50) = 22.407\text{KN.m} \end{array} \right.$

Point du moment Maximal :

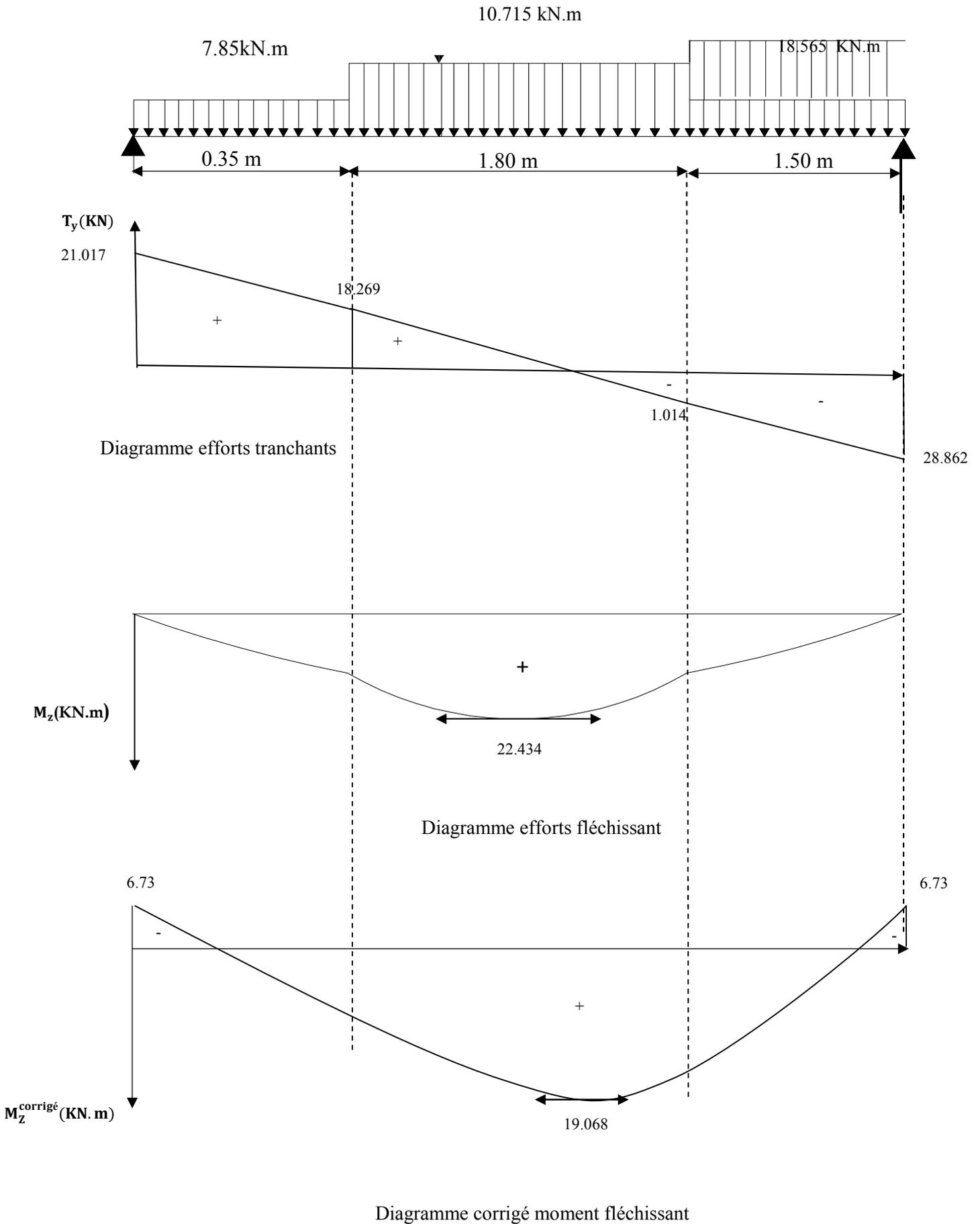
$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0$$

$x = 1.75\text{ m}$ $M(x=1.55) = 22.434\text{ KN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $= -0.3 M_z^{\max} = -6.73\text{ KN.m}$

- en travées : $= 0.85 M_z^{\max} = 19.068\text{ KN.m}$



3.3.7/ Vérification à l'ELS

a. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

◆ **volées 1 et 3 :**

➤ **Appuis :**

• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \quad \rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

$$\rho_1 = 0.241 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.922 \\ K = 49.10 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A_s \beta_1 d} \quad \sigma_s = \frac{6.73 \times 10^6}{3.14 \times 0.932 \times 130} = 176.89 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 176.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

• **Contrainte dans le béton :**

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

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{1}{K} \sigma_s$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{49.10} \times 176.89 = 3.60 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

➤ **En travée**

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 8.04}{100 \times 13} = 0.618$$

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.884 \\ K = 1/28.10 = 0.035 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{19.068 \times 10^6}{804 \times 0.884 \times 130} = 206.373 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 206.373 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

• **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = 0.025 \times 206.373 = 5.15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

- ◆ volée 2 :
- Appuis :
- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \quad \rho_1 = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$\rho_1 = 0.154 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.936 \\ K = 63.12 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A_s \beta_1 d} \quad \sigma_s = \frac{1.77 \times 10^6}{2.01 \times 0.936 \times 130} = 72.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 72.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans le béton :**

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{1}{K} \sigma_s$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{63.12} \times 72.36 = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

- **En travée**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0.922 \\ K = 1/49.10 = 0.020 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{5.015 \times 10^6}{201 \times 0.922 \times 130} = 208.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 208.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = 0.020 \times 208.16 = 4.1632 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.1632 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

b. Vérification de la flèche (BAEL 91mod99/B.6.5, 2)

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- ◆ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ◆ $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e}$
- ◆ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$

h : hauteur de la section

L : portée libre

A : section des armatures tendues

M_t : moment fléchissant max en travée à l'ELS

l'ELS

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{365} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche

◆ **volées 1 et 3 :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.65}{500} = 0.73 \text{ cm}$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de Young différé à l'âge de j jours $E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.866 \text{ MPa}$

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS = 19.068 KN.m

I_{fv} : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG

▪ **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + n A_t = b \times h + 15 A = 100 \times 15 + 15 \times 8.04$$

$$B_0 = 1620.6 \text{ cm}^2$$

▪ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx**

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 8.04 \times 13$$

$$S_{xx'} = 12817.8 \text{ cm}^2$$

▪ **Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{12131.4}{1567.8} = 7.90 \text{ cm} \quad ; \text{ donc : } V_1 = 7.90 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.90 = 7.1 \text{ cm} \quad ; \text{ donc : } V_2 = 7.1 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à CDG**

$$I_v = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2 = \frac{100}{3} (7.90^3 + 7.1^3) + 15 \times 8.04 (7.1 - 2)^2$$

$$I_v = 31501.806 \text{ cm}^4$$

▪ **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{19.068 \times 3650^2 \times 10^6}{10 \times 10818.866 \times 31501.806 \times 10^4} = 7.22 \text{ mm}$$

$$f = 0.722 \text{ cm} < \bar{f} = 0.73 \text{ cm} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

◆ volée 2 :

On doit vérifier que : $f = \frac{5ql^4}{384.E .I_{fv}} \leq \bar{f}$

▪ Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n A_t = b \times h + 15A = 100 \times 15 + 15 \times 3.14$$

$$B_0 = 1547.1 \text{ cm}^2$$

▪ Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 13$$

$$S_{xx'} = 11862.3 \text{ cm}^2$$

▪ Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{11862.3}{1547.1} = 7.66 \text{ cm} \quad ; \text{ donc : } V_1 = 7.66 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.66 = 7.33 \text{ cm} \quad ; \text{ donc : } V_2 = 7.34 \text{ cm}$$

▪ Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à CDG

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2 = \frac{100}{3} (7.66^3 + 7.34^3) + 15 \times 3.14 (7.34 - 2)^2$$

$$I_{fv} = 29506.48 \text{ cm}^4$$

▪ Calcul de la flèche

$$f = \frac{5 \times 5.015 \times 2100^4}{384 \times 10818.866 \times 29506.48 \times 10^4} = 0.397 \text{ mm}$$

$f = 0.0397 \text{ cm} < \bar{f} = 0.42 \text{ cm}$ La condition est vérifiée.

Conclusion

L'escalier sera ferrillé comme suit :

- volées 1 et 3

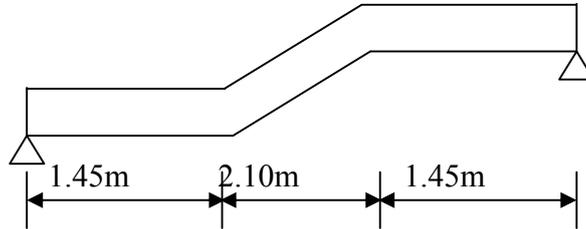
	Armatures principales	Armatures de répartition
En travée	4HA16 (St =25 cm)	4HA8 (St =25 cm)
En appuis	4HA10 (St =25 cm)	4HA8 (St =25 cm)

- volée 2

	Armatures principales	Armatures de répartition
En travée	4HA10 (St =25 cm)	4HA8 (St =25 cm)
En appuis	4HA8 (St =25 cm)	4HA8 (St =25 cm)

3.4/ Calcul de la poutre palière

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** partiellement encastrée dans les poteaux.



3.4.1/ Pré dimensionnement

- **Hauteur de la poutre**

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

Avec :

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis L=5.00m

- $\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \implies 33.3 < h < 50$

On opte pour : **h = 40cm**

- **La largeur**

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

$$4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \implies 16 < b < 28$$

On opte pour : **b = 25cm**

3.4.1.1/Vérification des dimensions (RPA 99 ; Art 7.5.1)

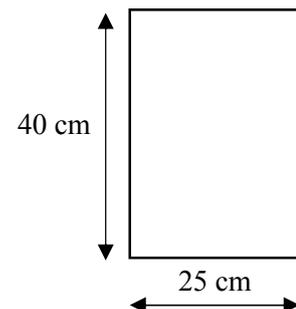
$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.6 < 4$$

Section adoptée

$$\text{Poutre brisée} \implies (25 \times 40) \text{ cm}^2$$



3.4.1.2/ Détermination des charges et surcharges

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_{me} = 2.40\text{KN/m}^2$).

❖ **Poids propre de la poutre**

Parties A et C : $G_1 = 0.25 \times 0.40 \times 25 = 2.5 \text{ KN/ml}$

Partie B : $0.25 \times 0.40 \times 25 \times \frac{1}{\cos 25.90} = 2.77 \text{ KN/ml}$.

❖ **Chargement dû aux réactions du palier :**

Parties A et C : 24.707 KN/ml.

Partie B : 0

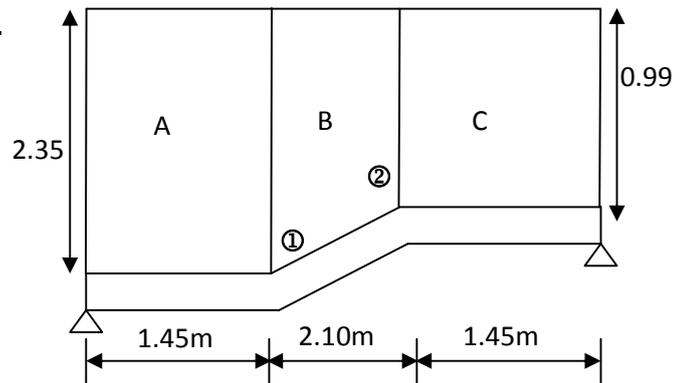
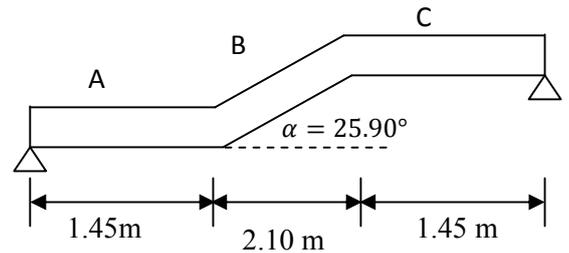
❖ **Chargement dû au poids du mur extérieur :**

Partie A : $2.40 \times 2.35 = 5.64 \text{ KN/ml}$.

Partie C : $2.40 \times 0.99 = 2.37 \text{ KN/ml}$.

Parties B : On aura un chargement trapézoïdale

Point ① : 5.64 KN/ml ; Point ② : 2.37 KN/ml.



3.4.2/ Calcul de la poutre palière à l'ELU

3.4.2.1/ Calcul à l'ELU

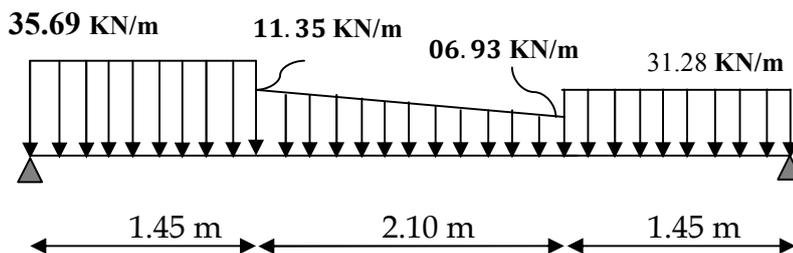
a. Calcul des réactions d'appuis :

Partie A : $q_u = 1.35(2.5 + 5.64) + 24.707 = 35.69 \text{ KN/ml}$.

Partie C : $q_u = 1.35(2.5 + 2.37) + 24.707 = 31.28 \text{ KN/ml}$

Partie B : Point 1 : $q_u = 1.35(2.77 + 5.64) + 0 = 11.35 \text{ KN/ml}$.

Point 2 : $q_u = 1.35(2.77 + 2.37) + 0 = 06.93 \text{ KN/ml}$.



$$\sum F_{/y} = 0 \implies R_A + R_B = 35.69 \times 1.45 + 6.93 \times 2.10 + \frac{11.35 - 6.93}{2} \times 2.10 + 31.28 \times 1.45$$

$$R_A + R_B = 117.75 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 5 = 35.69 \times 1.45 \times 0.725 + 6.93 \times 2.10 \times 2.5 + (11.35 - 6.93) \times 1.05 \times 2.15 + 31.28 \times 1.45 \times 4.275$$

$$R_B \times 5 = 274.14 \text{ KN}$$

Avec $R_A = 62.93 \text{ KN}$.

$R_B = 54.82 \text{ KN}$.

b. Calcul du moment et de l'effort tranchant

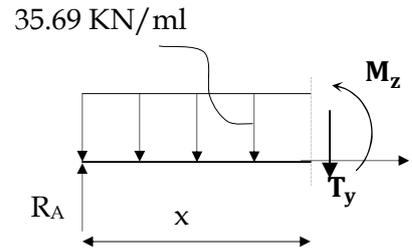
✚ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.45\text{m}$

- $T(x) = R_A - 35.69x$

$$\begin{cases} T(x=0) = 62.93 \text{ KN} \\ T(x=1.45) = 11.17 \text{ KN} \end{cases}$$

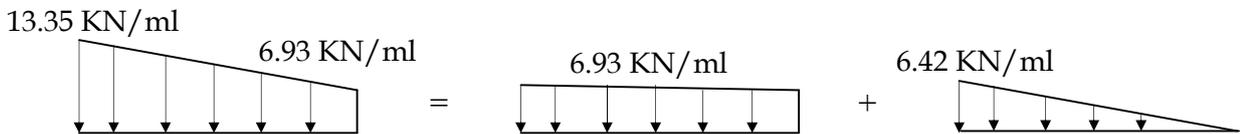
- $M(x) = R_A x - 35.69 \frac{x^2}{2}$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.45) = 53.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$



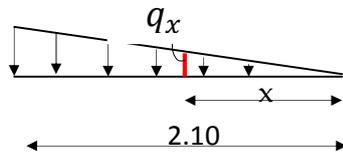
✚ 2^{eme} tronçon : $1.45 \text{ m} \leq x \leq 3.55 \text{ m}$

La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous



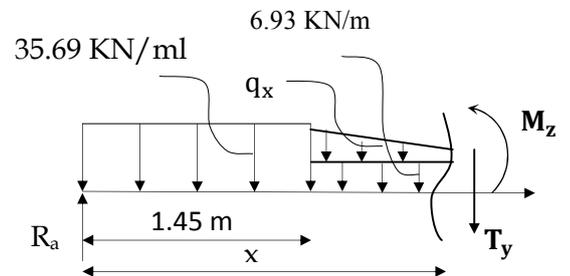
Détermination de la charge q en fonction de x :

$$\frac{x}{q_x} = \frac{2.10}{6.42} ; \text{ donc } q_x = 3.05x$$



- $T(x) = R_A - 35.69 \times 1.45 - q_x(x - 1.45) - 6.93(x - 1.45)$

$$\begin{cases} T(x=1.45\text{m}) = 11.17 \text{ KN} \\ T(x=3.55\text{m}) = -22.64 \text{ KN} \end{cases}$$



- $M_z = 62.58x - 35.69 \times 1.45(x - \frac{1.45}{2}) - 6.93 \frac{(x-1.45)^2}{2} - \frac{(3.05x)(x-1.45)}{2} \frac{(x-1.45)}{3}$

$$\begin{cases} M(x=1.45) = 53.72 \text{ KN.m} \\ M(x=3.55) = 53.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

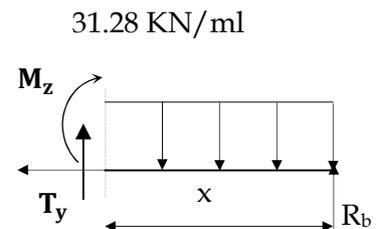
✚ 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.45\text{m}$

- $T(x) = 31.28x - R_B$

$$\begin{cases} T(x=0) = R_B = -54.82 \text{ KN} \\ T(x=1.45) = -9.46 \text{ KN} \end{cases}$$

- $M(x) = R_B x - 31.28 \frac{x^2}{2}$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.45) = 46.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Point du moment Maximal :

$$T(x) = R_B - 35.69 \times 1.45 - q_x(x - 1.45) - 6.93(x - 1.45) \quad \Rightarrow \quad X = 3.47 \text{ m}$$

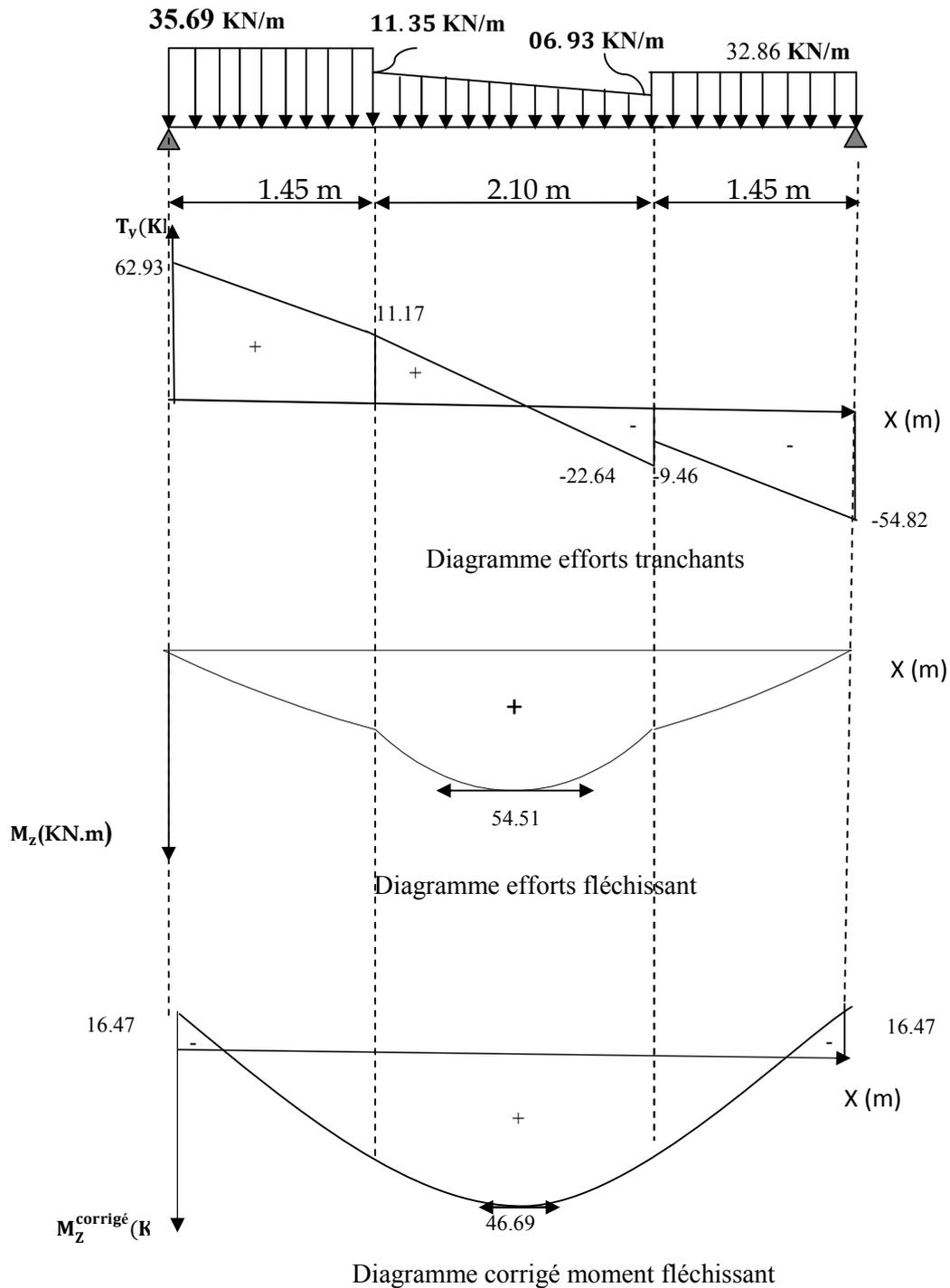
$x = 3.47 \text{ m}, \quad 3.47 \in [0; 3.55].$

$$M(x=3.47) = 54.93 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

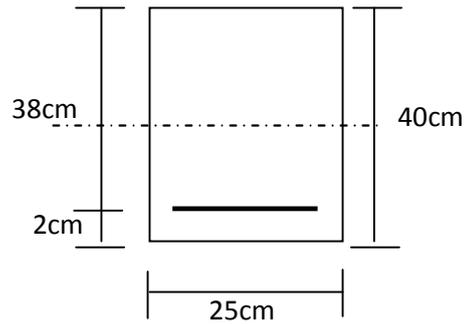
- Aux appuis : $= -0.3 M_z^{\max} = -16.47 \text{ KN.m}$
- en travées : $= 0.85 M_z^{\max} = 46.69 \text{ KN.m}$

Les résultats sont représentés ci-dessous :



a. Ferrailage

h= 40 cm,
d= 38 cm,
c = 2 cm,
b = 25 cm.



• **En travée**

$$M_t = 0.85 M_z^{max} = 46.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{46.69 \times 10^3}{25 \times (38)^2 \times 14.2} = 0.091$$

$\mu_t = 0.091 < 0.392 \implies$ SSA \longrightarrow tableau $\beta = 0.952$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{46.69 \times 10^3}{0.952 \times 38 \times 348} = 3.70 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

• **Aux appuis**

$$M_a = -0.3 \times M(z)_{max} = -16.47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{16.47 \times 10^3}{25 \times (38)^2 \times 14.2} = 0.032$$

$\mu_a = 0.052 < 0.392 \implies$ SSA \longrightarrow Tableau $\beta = 0.984$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_c}{\gamma_s}}$$

$$A_a = \frac{16.35 \times 10^3}{0.984 \times 38 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2$$

On opte pour $4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

3.4.3/ Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL91 mod99/Art4.2.1)

$$A_{st} > A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{25 \times 38 \times 2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

• **En travée**

$$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **En appui**

$$A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

b. Condition de l'effort tranchant

Nous considérons la fissuration comme non préjudiciable. Suivant l'article A.5.1.2.1 du BAEL91, version 99 :

$$\text{On doit vérifier que :} \quad \tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{62.93 \times 10^3}{250 \times 380} = 0.66 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Entraînement des barres

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\psi_s = 1.5$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres

d : hauteur utile

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

$$\sum u_i = n \pi \phi = 3 \times 3.14 \times 1.0 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{62.93 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 94.2} = 1.95 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

d. Longueur de scellement droit

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s^1 = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

$$L_s^2 = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est

$$0.4l_s = 0.4 \times 42.32 = 16.92 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend } 17 \text{ cm}$$

$$0.4l_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend } 15 \text{ cm}$$

e. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

- **Appuis de rive :** (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{62.93 \times 10^3}{348 \times 100} = 1.80 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopt}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$**Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes**

f. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)

On doit vérifier :

a.
$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 62.93 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 380} = 1.47 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$1.47 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \quad \implies \quad \text{Condition vérifiée}$$

g. Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales :** (Art A.7.2 / BAEL91)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\max} \right\}$$

ϕ_{\max} : Diamètre maximal des armatures.

$$\phi_t < \min \left\{ \frac{400}{35} ; \frac{250}{10} ; 10 \right\} = 11.42 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par des cadres et des étriers de HA 8. Donc On adopte 4HA8=2.01cm².

h. Espacement des armatures transversales

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

• **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.0\right) = \min(10 \text{ cm}; 12 \text{ cm})$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

• **En zone courante**

$$S_t < \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

Selon le RPA 99 version 2003 la section d'armatures transversales doit vérifier

$$A_{tr} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{t}^{\min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 20 \times 25 = 1.5 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

3.4.4/calcul à l'ELS

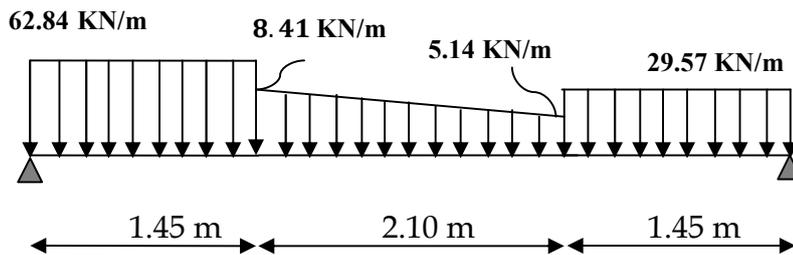
a. Calcul des réactions d'appuis :

Partie A : $q_u = (2.5 + 5.64) + 24.707 = 32.84 \text{ KN/ml}$.

Partie C : $q_u = (2.5 + 2.37) + 24.707 = 29.57 \text{ KN/ml}$

Partie B: **Point 1** : $q_u = (2.77 + 5.64) + 0 = 8.41 \text{ KN/ml}$.

Point 2: $q_u = (2.77 + 2.37) + 0 = 05.14 \text{ KN/ml}$.



$$\sum F_{/y} = 0 \implies R_A + R_B = 32.84 \times 1.45 + 8.41 \times 2.10 + \frac{8.41 - 5.14}{2} \times 2.10 + 29.57 \times 1.45$$

$$R_A + R_B = 111.58 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \implies R_B \times 5 = 32.84 \times 1.45 \times 0.725 + 8.41 \times 2.10 \times 2.5 + (8.41 - 5.14) \times 1.05 \times 2.15 + 29.57 \times 1.45 \times 4.275$$

$$R_B \times 5 = 269.35 \text{ KN}$$

Avec $R_A = 57.71 \text{ KN}$.

$R_B = 53.87 \text{ KN}$.

c. Calcul du moment et de l'effort tranchant

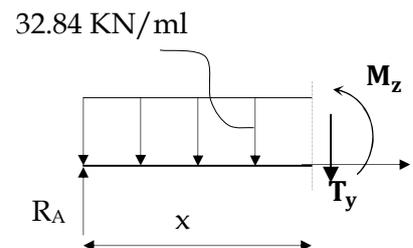
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.45 \text{ m}$

• $T(x) = R_A - 32.84x$

$$\begin{cases} T(x=0) = 57.71 \text{ KN} \\ T(x=1.45) = 10.09 \text{ KN} \end{cases}$$

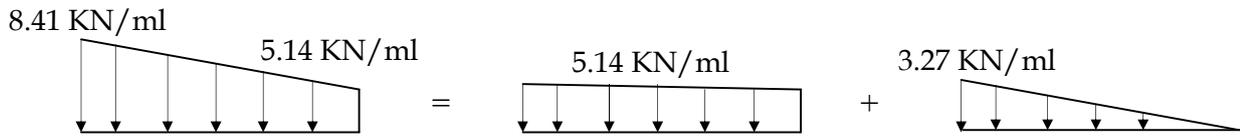
• $M(x) = R_A x - 32.84 \frac{x^2}{2}$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.45) = 49.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$



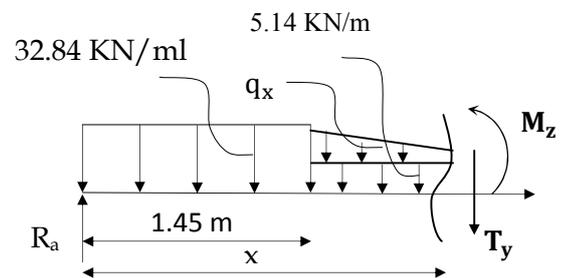
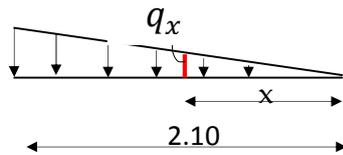
2^{ème} tronçon : $1.45 \text{ m} \leq x \leq 3.55 \text{ m}$

La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous



Détermination de la charge q en fonction de x :

$$\frac{x}{q_x} = \frac{2.10}{3.27} ; \text{ donc } q_x = 1.55x$$

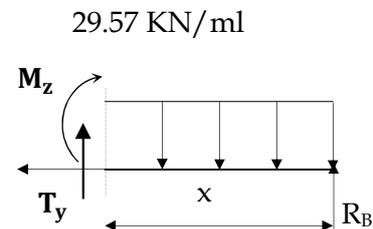


$$T(x) = R_A - 32.84 \times 1.45 - q_x(x - 1.45) - 5.14(x - 1.45)$$

$$\begin{cases} T(x=1.45\text{m}) = 10.09 \text{ KN} \\ T(x=3.55\text{m}) = -12.25 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = 57.71x - 32.84 \times 1.45 \left(x - \frac{1.45}{2}\right) - 5.14 \left[\frac{(x-1.45)^2}{2} - \frac{(1.55x)(x-1.45)}{2} - \frac{(x-1.45)}{3} \right]$$

$$\begin{cases} M(x=1.45) = 49.15 \text{ KN.m} \\ M(x=3.55) = 54.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$



3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.45 \text{ m}$

$$T(x) = 29.57x - R_B$$

$$\begin{cases} T(x=0) = R_B = -53.87 \text{ KN} \\ T(x=1.45) = -10.99 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - 29.57 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.45) = 47.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Point du moment Maximal :

$$T(x) = R_A - 32.84 \times 1.45 - q_x(x - 1.45) - 5.14(x - 1.45)$$

$$\Rightarrow X = 2.55 \text{ m}$$

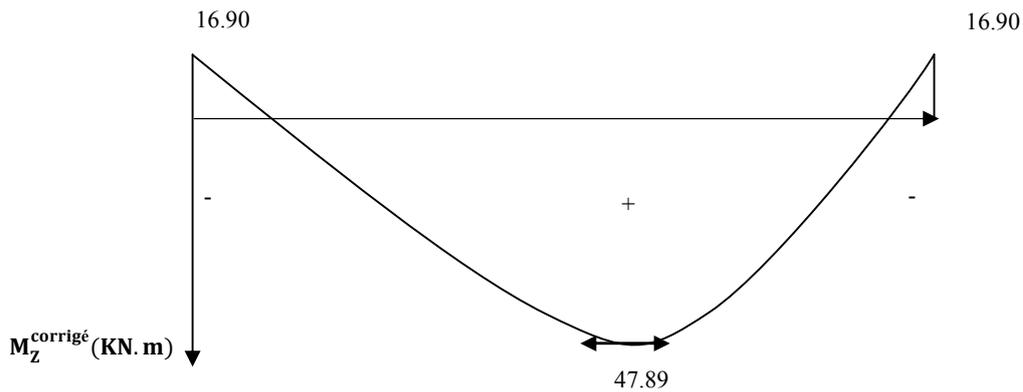
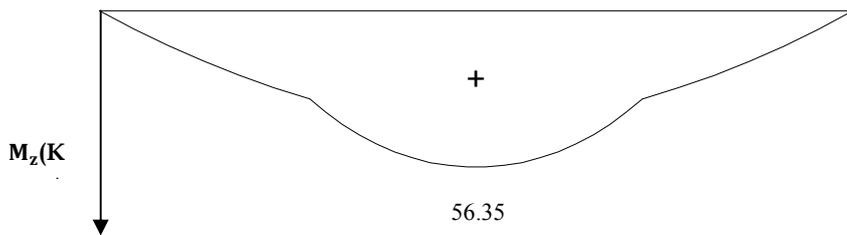
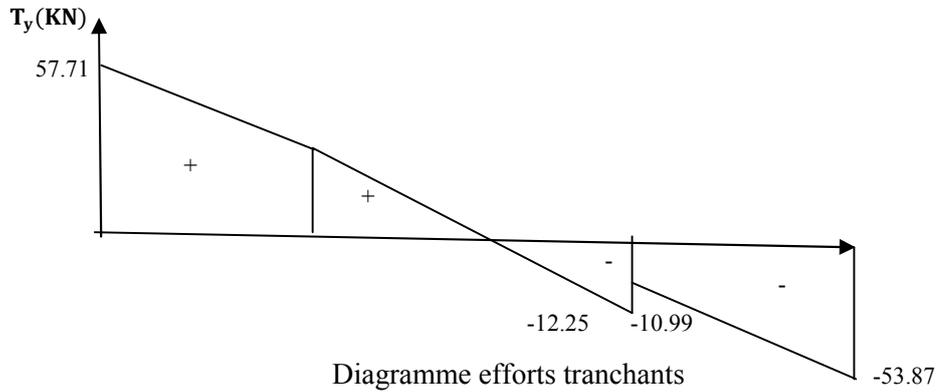
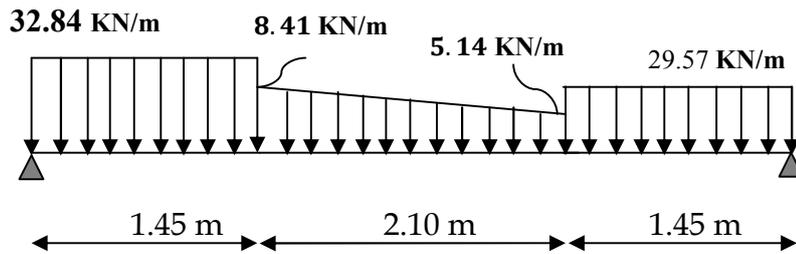
$$x = 2.55 \text{ m}, \quad 2.55 \in [0; 5].$$

$$M(x=2.55) = 56.35 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis : } = -0.3 M_z^{\text{max}} = -16.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{- en travées : } = 0.85 M_z^{\text{max}} = 47.89 \text{ KN.m}$$



3.4.5/ Vérification à l'ELS

a. Etat limite de compression dans le béton

➤ En travée

• Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} \quad \rho_1 = \frac{100 \times 4.52}{25 \times 38} = 0.475$$

$$\rho_1 = 0.475 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.895 \\ K = 32.62 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A_s \beta_1 d}$$

$$\sigma_s = \frac{47.89 \times 10^6}{452 \times 0.895 \times 380} = 283.0.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 283.0.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

• Contrainte dans le béton :

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{1}{K} \sigma_s$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{32.62} \times 283.0.65 = 8.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Aux appuis

– Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \quad \rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{25 \times 38} = 0.330 \longrightarrow \begin{cases} \beta = 0.910 \\ K = 1/40.56 = 0.024 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{16.90 \times 10^6}{314 \times 0.910 \times 380} = 155.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 155.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

• Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0.024 \times 155.64 = 3.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

a. Vérification de la flèche (BAEL 91mod99/B.6.5, 2)

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$

h : hauteur de la section

L : portée libre

A : section des armatures tendues

M_t : moment fléchissant max en travée à l'ELS

- $\frac{h}{L} = \frac{40}{500} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625.$ —————> **Condition vérifiée.**
- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{25 \times 38} = 0.0048 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ —————> **Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{L} = 0.08 \geq \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{31.63 \times 8}{10 \times 33.75 \times 5^2} = 0.029$ —————> **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

- Armatures longitudinales :
 - 4HA12.
 - 4HA10.
- Armatures transversales.
 - 2cadre en HA8 avec $S_t=10$.

3.5/ Les balcons

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales. Ils sont constitués d'une dalle pleine dont les dimensions sont comme suit :

- largeur $L = 0.50 \text{ m}$;
- un garde de corps de hauteur $h = 1 \text{ m}$ en brique pleine de 10 cm d'épaisseur.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1 ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

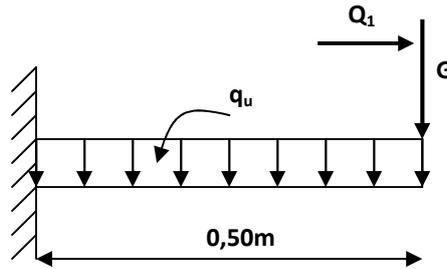


Figure 3.17 : Schéma statique du balcon.

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle.

G : charge permanente du garde corps.

Q_1 : surcharge du garde corps.

3.5.1/ Dimensionnement des balcons

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

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

L : Largeur du balcon, égale à 50 cm .

$$e_p \geq \frac{50}{10} = 5 \text{ cm}$$

On prend: $e_p = 15 \text{ cm}$

3.5.2/ Détermination des sollicitations

a. Charge et surcharge du balcon

Tableau 3.3 : Evaluation des charges du garde corps

Désignation des éléments	$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
briques creuses	9	0.1	0.9
Enduit extérieur	18	0.02	0.36
enduit intérieur	10	0.02	0.2
			$G_1 = 1.46$

-Poids de la dalle : $G = 5.27 \text{ kN/ml}$ (tableau 2.3)

-Charge du garde-corps : $G = 1.46 \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 1.46 \text{ kN}$.

-Charge due à la main courante (horizontale) : $Q_1 = 1 \times 1 = 1 \text{ kN}$.

-Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN}$.

b. Combinaison des charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

ELU	{	Dalle	$q_{u1} = (1.35 \times 5.27) + 1.5 (3.5) = 12.36 \text{KN}$
		Garde de corps	$q_{u2} = (1.35 \times 1.46) = 1.97 \text{KN}$
		Main courante	$q_{u3} = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{KN}$

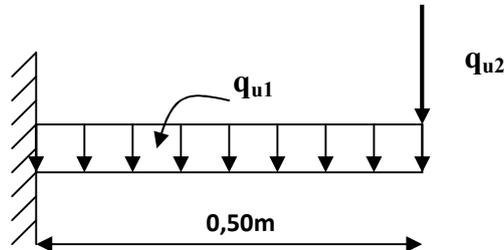


Figure 3.18: Schéma statique de calcul à l'ELU.

$$q_s = G + Q$$

ELS	{	Dalle	$q_{s1} = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{KN/ml}$
		Garde de corps	$q_{s2} = 1.46 \text{KN/ml}$
		Main courante	$q_{s3} = 1 \text{KN/ml}$

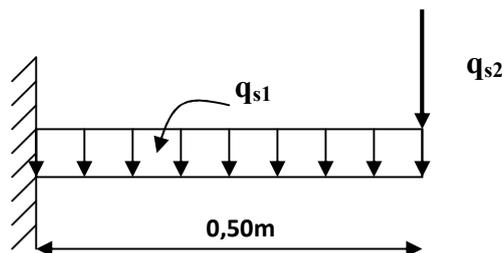


Figure 3.19: Schéma statique de calcul à l'ELS.

3.5.3/ Calcul du balcon à l'ELU

• **Calcul du moment fléchissant**

-Le moment provoqué par la charge « q_{u1} » :

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} l^2}{2} = \frac{12.36 \times 0.50^2}{2} = 1.545 \text{ kN.m}$$

-Le moment provoqué par la charge « q_{u2} » :

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 1.97 \times 0.50 = 0.985 \text{ KN.m}$$

-Le moment total est :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = -1.545 - 0.985 = -2.53 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de l'effort tranchant**

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u1}

$$T_{qu1} = q_{u1} \times l = 12.36 \times 0.50 = 6.18 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u2}

$$T_{qu2} = q_{u2} = 1.97 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant total

$$T_u = T_{qu1} + T_{qu2} = 6.18 + 1.97 = 8.15 \text{ kN}$$

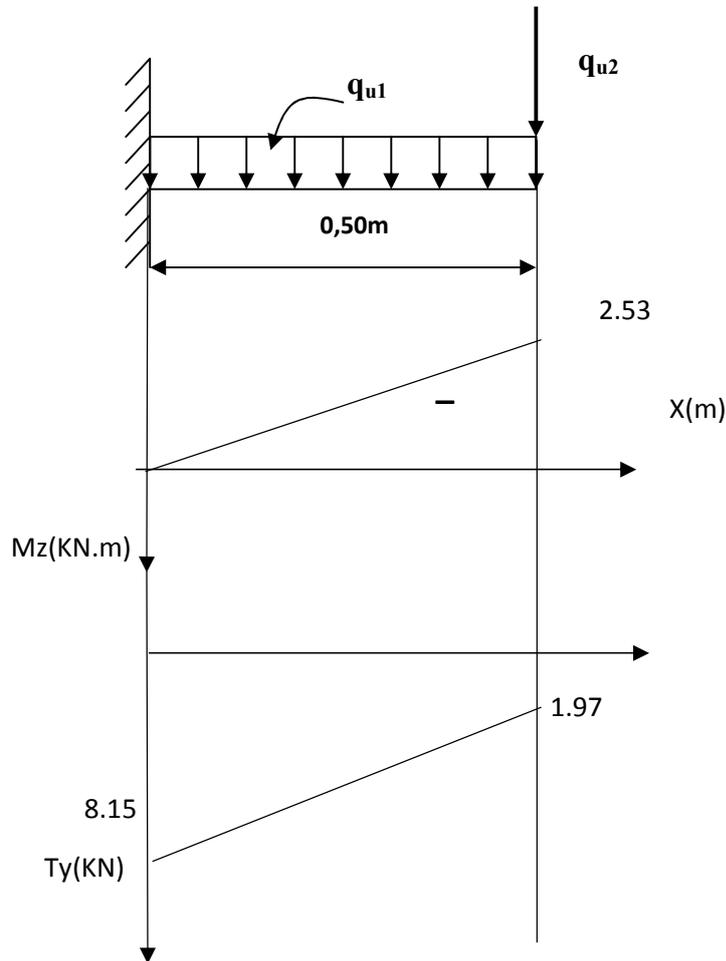


Figure 3.20 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

3.5.4/ Ferrailage du balcon à l'ELU

Le ferrailage consiste en étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$$M_u = 2.53 \text{ KN.m} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 13 \text{ cm}$$

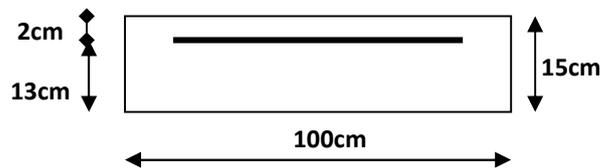


Figure 3.21: Schéma statique de calcul du balcon.

- Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad \mu = \frac{2.53 \times 10^3}{100 \times 13 \times 14.2}$$

$$\mu = \frac{2.53 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_l = 0,392 \text{ La section est simplement armée}$$

$$\mu = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}}$$

$$A_s = \frac{2.53 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.562 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : **4HA8 = 2.01 cm²** Avec : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Avec un espacement de $\longrightarrow S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\}$ **(BAEL91 mod 99/Art.8.2, 42)**

$$S_t \leq \min \{3 \times 15, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Armatures de répartition**

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

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On prend **2HA8 = 1.00 cm²** $S_t = 25 \text{ cm}$

3.5.5/ Vérifications à L'ELU

a. Condition de non fragilité du béton (BAEL91 mod 99/Art.4.2,1)

$$A_{st} > A_{\min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

b. Espacement des barres (BAEL91 mod 99/Art.8.2, 42)

Ces condition sont valables si la fissuration est non préjudiciable

• **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{3 \times 15, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition**

$$S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{4 \times 15, 45 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

c. Vérification aux cisaillements (BAEL91 mod 99/Art.5.1, 211)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad \mathbf{20}$$

$$\tau_u = \frac{8.15 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.0626 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c_{28}} ; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 0.0626MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91 mod99/Art.6.1, 255)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t_{28}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow HA)$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n\pi\Phi$$

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 8 = 10.048cm$$

$$\tau_{se} = \frac{8150}{0.9 \times 130 \times 100.48} = 0.693MPa$$

$$\tau_{se} = 0.693MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e. Longueur de scellement

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_{se}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6\Psi_s^2 f_{t_{28}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835MPa$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.21cm, \text{ on prend } L_s = 30cm$$

Soit la longueur de crochet égale à :

$$0.4 \times L_s = 0.4 \times 30 = 12cm.$$

Soit : $L_s = 15cm$.

Les armatures calculées sont suffisantes

3.5.6/ Calcul à L'ELS

• Calcul du moment fléchissant

-Le moment provoqué par la charge « q_{s1} » :

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{8.77 \times 0.50^2}{2} = 1.096KN.m$$

-Le moment provoqué par la charge « q_{s2} » :

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \times l = 1.46 \times 0.50 = 0.73KN.m$$

Le moment total est :

$$M_s = -M_{q_{s1}} - M_{q_{s2}} = -1.826KN.m$$

• Calcul de l'effort tranchant

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{s1}

$$T_{q_{s1}} = q_{s1} \times l = 8.77 \times 0.50 = 4.385kN$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u2}

$$T_{qs2} = q_{s2} = 1.46 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant total

$$T_s = T_{qs1} + T_{qs2} = 4.385 + 1.46 = 5.845 \text{ kN}$$

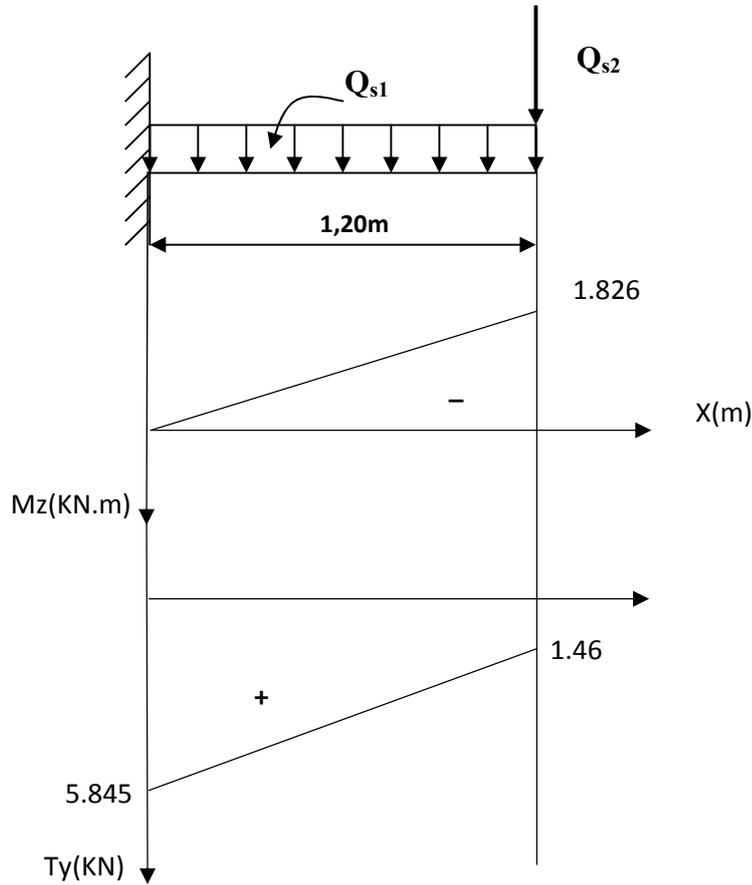


Figure 3.22 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

3.5.7/ Vérification à l'ELS

a. Vérification des contraintes dans le béton

La fissuration étant non préjudiciable, on doit vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec $\sigma_{bc} = K \sigma_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$\rho_1 = 0.154 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.9356 \\ K_1 = 62.64 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d}$$

$$\sigma_s = \frac{1.826 \times 10^6}{201 \times 0.9356 \times 130} = 74.691 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k} \sigma_s$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k} \sigma_s = \frac{1}{62.64} \times 74.691 = 1.192 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.192 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures (BAEL91 mod 99/ Art.5.3,2)

La fissuration est considérée non préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

c. Vérification de la flèche (BAEL91 mod 99/B.6.5, 2)

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées.

- 1) $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{50} = 0.3 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{50} = 0.3 > \frac{8.066}{10 \times 8.066} = 0.1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{2.01}{100 \times 13} = 0.00154 < \frac{4,20}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Conclusion

Le balcon sera ferrailé comme suit :

Armature principales	Armatures transversales
4HA8 (St = 25 cm)	2HA8 (St = 25cm)

3.6/ Salle machine :

L'ascenseur sert à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers les différents étages. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long de la glissière verticale dans une cage, c'est la cage d'ascenseur. Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, de surface égale à $(2.40 \times 2.40 = 5.76\text{m}^2)$ pouvant charger huit personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.

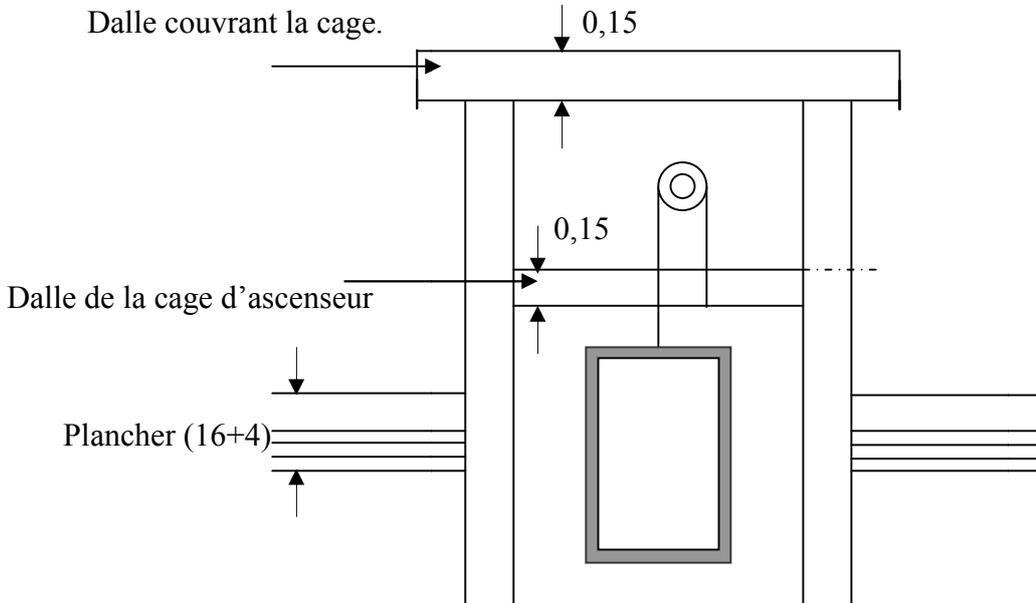


Figure 3.23 : schéma de l'ascenseur.

3.6.1/ Dimensionnement de la salle machine

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante : $h_t \geq \frac{l_{\max}}{30}$

Avec : $l_{\max} = 2.40\text{m}$.

$$h_t \geq 240/30 = 8 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $h_t \geq 8 \text{ cm}$

Selon les exigences de RPA 2003 l'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 12 cm

On opte pour $h_t = 15 \text{ m}$

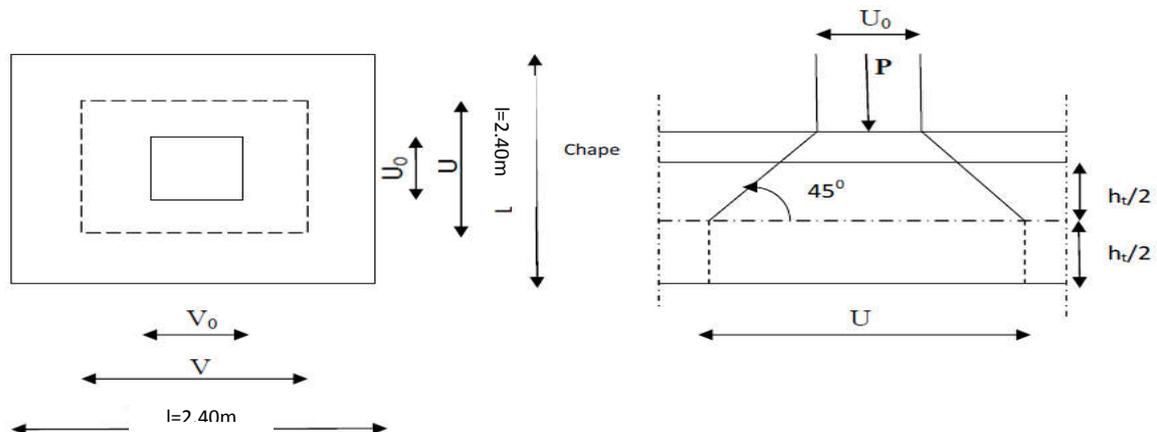


Figure 3.24 : Schéma de la salle machine.

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge permanente localisée centrée au milieu de panneau, agissant sur un rectangle ($U_0 \times V_0$) (surface d'impacte) de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$M_{x1} = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + \nu \cdot M_1) \quad \nu : \text{Coefficient de Poisson}$$

Avec : M_1, M_2 : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports suivants

$$\rho = \frac{Lx}{Ly}, \frac{U}{Lx}, \frac{V}{Ly}$$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

u, v : dimensions du rectangle sur le feuillet moyen de la dalle s'applique la charge q compte tenue de la diffusion à 45° .

$$U = U_0 + 2e + h_t$$

$$V = V_0 + 2e + h_t$$

Avec :

h_t : épaisseur de la dalle ($h_t = 15$ cm).

e : épaisseur du revêtement ($e=5$ cm).

U_0, V_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0=V_0= 80$ cm).

D'où:

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{240}{240} = 1 \quad \rho = 1 \text{ la dalle travaille dans les deux directions } lx \text{ et } ly$$

3.6.2/ Détermination des sollicitations

• à l'ELU

$$\nu = 0$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$P_u = 1.35 P$$

Avec

- Poids propre de la dalle : $G = \gamma_b \times h_t = (25 \times 0.15) \times 1 = 3.75 \text{ kN/ml.}$
- La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml.}$
- Charge uniformément répartie sur toute la surface de la dalle :
 $q_u = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.5625 \text{ kN/ml}$
- Charge concentrée due au système de levage : $P_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN/ml}$

à l'ELS

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ kN/ml.}$$

$$P_s = P = 90 \text{ kN}$$

3.6.3/ Calcul des moments agissant sur la dalle

a. Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = q(M_2 + v \cdot M_1)$$

Avec

v : Coefficient de Poisson

$v=0$ à l'ELU,

$v=0.2$ à l'ELS.

M_1 et M_2 : Moments déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{U}{L_y}$ des abaques de Pigeaud.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{240} = 0.4375$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{240} = 0.4375$$

Après Interpolation, nous trouvons : $M_1=0.107$ et $M_2=0.107$

$$M_{x1} = p_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0.107 = 13.0005 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = p_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0.107 = 13.0005 \text{ KN.m}$$

b. Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Avec : μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ .

$$\mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1$$

$$\text{D'où: } M_{x2} = 0.0368 \times 6.5625 \times 2.40^2 = 1.391 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1.391 \text{ KN.m.}$$

Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.0005 + 1.391 = 14.391 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 13.0005 + 1.391 = 14.391 \text{ KN.m.}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient 0.95 en travées et 0.3 aux appuis.

-les coefficients aux appuis sont choisis selon le type d'appuis (intermédiaire ou de rive)

-en travées, ils sont donnés en vérifiant la condition : $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_o$

Moment en travée : $M_t = 0.95 M$

$$M_{xt} = 0.95 M_x = 13.671 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.95 M_y = 13.671 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0.3 M$

$$M_{xa} = -0.3 M_{0x} = -4.317 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3 M_{0y} = -4.317 \text{ KN.m}$$

3.6.4/ Calcul du ferrailage à l'ELU

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

- **Sens x-x**

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{12.232 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0509$$

On a : $\mu = 0.0509 < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée,

$$\mu = 0.0509 \Rightarrow \beta = 0.9735$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}}$$

$$A_t = \frac{12.232 \times 10^3}{0.9735 \times 13 \times 348} = 2.77 \text{cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{cm}$

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{4.317 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.017$$

On a : $\mu = 0.017 < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée

$$\mu = 0.017 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{4.317 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 0.96 \text{cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{cm}$

- **Sens y-y**

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{12.232 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0509$$

On a : $\mu = 0.0509 < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée,

$$\mu = 0.0509 \Rightarrow \beta = 0.9735$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}}$$

$$A_t = \frac{12.232 \times 10^3}{0.9735 \times 13 \times 348} = 2.77 \text{cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{cm}$

3.6.5/ Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (ArtA421, BAEL 91)

- Armatures inférieures suivant lx

$$A \geq A_{\min}$$

$$W = w_0 x \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$W_x \geq W_0 (3 - \rho/2) ; W_x = A_x / b \times ht$$

$$A_{x_{\min}} = W_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times ht$$

Avec : $\rho = 0.85$

$$W = \frac{A_{\min}}{S}$$

Avec : A_{\min} : section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : Taux d'acier minimal égal à 0.0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0.0008 x \left(\frac{3 - 0.85}{2} \right) = 0.00086$$

$$A_{\min} = 0.00086 x (15 \times 100) = 1.29 \text{ cm}^2$$

- Armatures inférieures suivants ly

$$w_y \geq w_0$$

$$A_y \geq w_0 \times b \times ht$$

$$A_{y_{\min}} = w_0 \times b \times ht$$

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0.0008 x (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

b. Diamètre minimal des barres (A.7.21 du BAEL91, modifié 99):

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Ecartement des barres (A.8.2.42 du BAEL91, modifié 99)

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser

(2h ; 25cm).

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser (3h ; 33cm).

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d. Condition de non poinçonnement

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

U_c : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm} = 4.2\text{m}.$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5\text{KN}.$$

$$N_u = 121.5 < (0.045 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 4.2 = 472.5\text{KN}) \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

e. Vérification des contraintes tangentielles (BAEL91, version 99/A.5.1.2.1)

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

On a $U = V$, alors :

$$\text{➤ Au milieu de } U: T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{90}{2 \times 1.05 + 1.05} = 28.57\text{KN}$$

Avec : $P = 1.35 G = 90\text{KN}$

$$\text{➤ Au milieu de } V : T_{\max} = V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57\text{KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right);$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa} \text{ (La fissuration est peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.219\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.6.6/ Vérification à l'ELS

a. Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = p_s (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_y = p_s (M_2 + v \cdot M_1)$$

Avec

v : Coefficient de poisson

$v = 0$ à l'ELU,

$v = 0.2$ à l'ELS.

M_1 et M_2 : Moments déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{U}{L_y}$ des abaques de Pigeaud.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{240} = 0.4375$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{240} = 0.4375$$

Après Interpolation, nous trouvons : $M_1 = 0.107$ et $M_2 = 0.107$

$$M_{x1} = p_s \times (M_1 + 0.2 M_2) = 90 \times (0.107 + 0.2 \times 0.107) = 11.556\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = p_s \times (M_2 + 0.2 M_1) = 90 \times (0.107 + 0.2 \times 0.107) = 11.556\text{KN.m}$$

a. Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Avec : μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ .

$$\mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1$$

$$D'où: M_{x2} = 0.0368 \times 6.5625 \times 2.40^2 = 1.391 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1.391 \text{ KN.m.}$$

Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.0005 + 1.391 = 14.391 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 13.0005 + 1.391 = 14.391 \text{ KN.m.}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.95 et 0.3 aux appuis

Moment en travée : $M_t = 0.95M$

$$M_{xt} = 0.95M_x = 13.671 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.95M_y = 13.671 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{0x} = -4.317 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{0y} = -4.317 \text{ KN.m}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton

- **Aux appuis $M_a = 4.317 \text{ KN.m}$.**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \Rightarrow k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.317 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 176.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 176.50 = 2.82 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée $M_t = 12.232 \text{ KN.m}$.**

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{12.232 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 325.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 325.36 = 6.50 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

a. Etat limite de fissuration

Dans le cas de dalle appuyée sur quatre cotés, nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x}$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{240} = 0.062 \geq \frac{14.391}{20 \times 14.391} = 0.05 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.00424 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :

$$\text{Dans les deux sens (x-x et y-y)} \left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } \mathbf{4HA10} \text{ (3.14 cm}^2\text{)}. \\ \text{Aux appuis : } \mathbf{4HA10} \text{ (3.14 cm}^2\text{)}. \end{array} \right.$$

3.7. Porte à faux

3.7.1. Introduction

Le porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

3.7.2. Dimensionnement

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14\text{cm}$$

On prend : $h = 15\text{cm}$

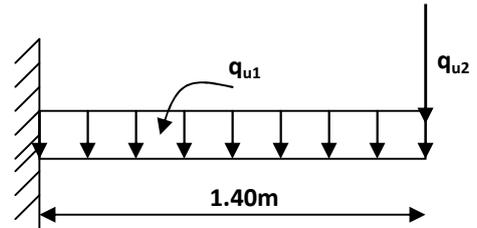


Figure 7.25 : Schéma statique de la porte à faux

3.7.3. Détermination des charges et surcharges

3.7.3.1. Charges permanentes

- **La dalle**

$$G = 5.27\text{KN/m}^2$$

- **Mur extérieur**

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Briques creuses	0.10	9	0.90
Lame d'air	0.05	/	0.00
Briques creuses	0.10	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
		G _{Total}	2.36

3.7.3.2 Surcharge d'exploitation

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2$$

3.7.4. Calcul à l'ELU

Le porte à faux est calculée en flexion simple.

3.7.4.1. Combinaison des charges : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

Dalle : $q_{u1} = [(1.35 \times 5.27) + 1.5 (1.5)] \times 1 = 9.36 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur : $q_{u2} = (1.35 \times 2.36 \times 2.86) \times 1 = 9.11 \text{ KN}$

3.7.4.2. Calcul du moment d'encastrement

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

Moment provoqué par la charge « q_{u1} »

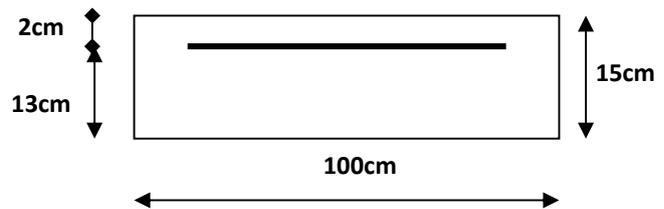
$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} l^2}{2} = \frac{9.36 \times 1.4^2}{2} = 9.17 \text{ KN.m}$$

Moment provoqué par la charge « q_{u2} »

$$M_{qu2} = q_{u2} \cdot l = 9.11 \times 1.15 = 10.47 \text{ KN.m}$$

Le moment total

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 19.64 \text{ KN.m}$$



3.7.5. Calcul des armatures à ELU

$M_u = 19.64 \text{ KN.m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$

• **Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \mu = \frac{19.64 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.082$$

$$\mu = 0.081 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.097 \Rightarrow \beta = 0.957$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.64 \times 10^3}{0.957 \times 13 \times 348} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65cm²** ; $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :** $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

Soit : $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$; $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

3.7.6. Vérification à l'ELU

3.7.6.1. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1)

$$A_{st} > A_{\min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57\text{cm}^2$$

$A_S = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57\text{cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

3.7.6.2. Vérification au cisaillement (BAEL 91)

• **Effort tranchant**

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

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 9.36 \times 1.4 + 9.11 = 22.21\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{22.21 \times 10^3}{100 \times 130} = 1.70 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5\text{MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$\tau_u = 1.70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

3.7.6.3. Vérification de l'adhérence

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\varphi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.21 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.00 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ **Condition vérifiée** \Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

3.7.6.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis

• Armatures principales

$$A_s \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } V_u = 22.21 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{22.21 \times 10^3 \times 1.5}{400} = 63.85 \text{ mm}^2 = 0.6485 \text{ cm}^2$$

$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.6454 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

3.7.6.5. vérification des contraintes de béton au niveau des appuis

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 100 \times 13 \times \frac{2500}{1.5} = 866.66 \text{ KN}$$

$V_u = 22.21 \text{ KN} < 866.66 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

3.7.6.6. Ancrage des barres

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad (\text{Art. A.6.1, 23/BAEL91})$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \\ L_S = 40 \emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L_S = 48 \text{ cm}$$

$$L_{cr} = 0.4 L_S = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm} \quad \text{soit } L_{cr} = 20 \text{ cm}$$

3.7.7 Vérification à l'ELS

➤ **Combinaison des charges :** $q_{s1} = G + Q$

$$\text{Dalle : } q_{s1} = 5.27 + 1.5 = 6.77 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{s2} = 2.36 \times 1 \times 2.86 = 6.74 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul du moment d'encastrement**

Moment provoqué par la charge « q_{s1} »

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1}l^2}{2} = \frac{6.77 \times 1.4^2}{2} = 6.63 \text{ KN.m.}$$

Moment provoqué par la charge « q_{s2} »

$$M_{qs2} = q_{s2}.l = 6.74 \times 1.4 = 9.43 \text{ KN.m}$$

Le moment total

$$M_S = M_{qs1} + M_{qs2} = 6.63 + 9.43 = 16.06 \text{ KN.m}$$

3.7.7.1. Vérification des contraintes

a) Acier

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.434 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.899 \quad ; \quad K_1 = 34.50$$

$$\sigma_s = \frac{16.06 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565} = 243.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \Rightarrow \quad \text{Donc la section d'acier est vérifiée.}$$

a) Béton

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = k\sigma_s$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{34.50} = 0.028$$

$$\sigma_b = 0.028 \times 243.21 = 6.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3.7.7.2. vérification de l'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

3.7.7.3. Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{140} = 0.11 > \frac{16.2}{10(16.2)} = 0.1 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition}$$

vérifiée

h : la hauteur total du plancher.

L : la portée libre du porte à faux.

M_t : moment fléchissant max de service en travée.

M_o : moment isostatique de service.

b : la largeur de la section étudiée.

f_e : limite élastique des armatures tendue

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

Conclusion :

Armatures principales : 5HA12 = 5.65cm² ; $S_t = 20\text{cm}$

Armatures de répartition : 4HA8 = 2.01cm² ; $S_t = 25\text{cm}$

Introduction

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments structuraux assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent et le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- a. des voiles ou des murs appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- b. système porteurs « poteaux-poutres » formant portiques d'étages.
- c. des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « graines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- d. très souvent, il est avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends.
Pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

4.1/ Caractéristiques géométriques des portiques

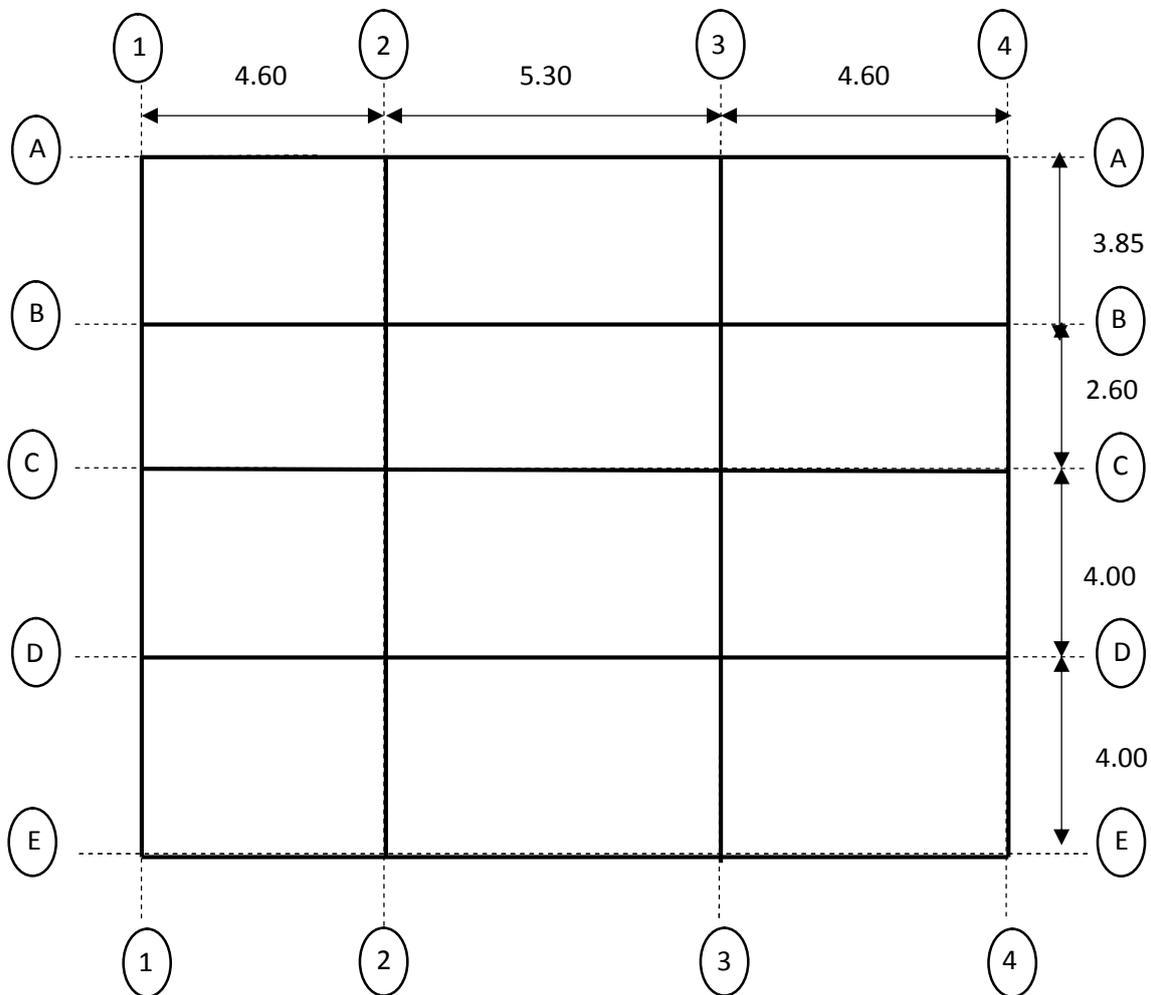


Figure 4.1 : Vue en plan des axes des portiques

4.1.1/ Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres

Hypothèses de calcul

- Les charges ou les masses sont considérés concentrés au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation,
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux,
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente,
- Rigidités linéaires des poteaux : $K_p = \frac{I_p}{H_c}$
- Rigidités linéaires des poutres : $K_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$

Avec

I: moment d'inertie de l'élément,

L_c: longueur calculée de la poutre :

h_c: hauteur calculée du poteau :

$$l_c = \min \left(\bar{l} + \frac{e_{pr}}{2}, l_0 \right)$$

\bar{l} : Longueur entre nus des appuis,

e_{pr} : Épaisseur de la poutre,

l_0 : Longueur entre axes des poteaux,

$$h_c = \min \left(\bar{h} + \frac{e_p}{2}, h_0 \right)$$

\bar{h} : Hauteur entre nus des appuis,

e_p : Épaisseur du poteau.

h_0 : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs,

La figure (4.2) illustre les différents éléments pré définis :

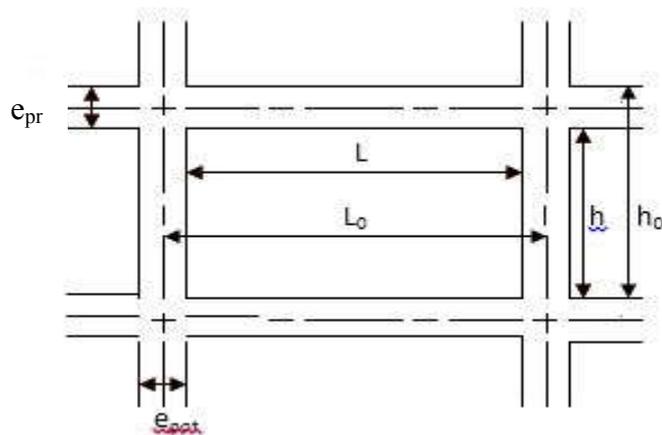
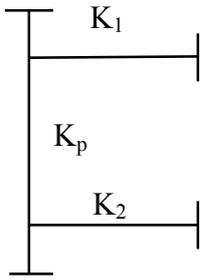


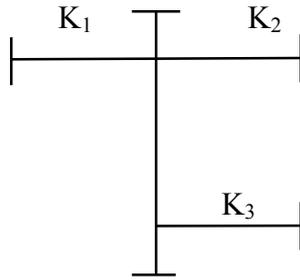
Figure 4.2 : Coupe verticale d'un niveau.

4.1.2/ Calcul des coefficients relatifs aux poteaux

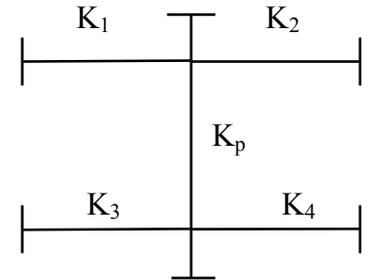
✓ **Cas d'étage courant**



$$k_j = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

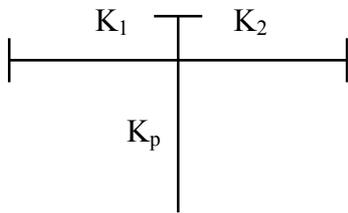


$$k_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

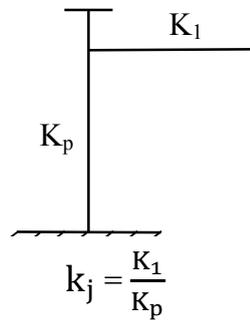


$$k_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}}$$

✓ **Cas de RDC**



$$k_j = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$k_j = \frac{K_1}{K_p}$$

4.1.3/ Calcul des coefficients correcteurs

✓ **Niveau courant**

$$a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j}$$

✓ **RDC**

🚧 poteau encastré : $a_{ij} = \frac{0.5 + K_j}{2 + K_j}$

🚧 poteau articulé : $a_{ij} = \frac{0.5 \times K_j}{1 + 2K_j}$

4.1.4/ Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens

✓ **Niveau courant :**

$$R_j^i = a_{ij} \times K_p \times \frac{12 \times E}{h_c^2}$$

avec $E = 3.2 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$

✓ **RDC**

🚧 poteau encastré à sa base : $R_j^i = a_{ij} \times K_p \times \frac{12 \times E}{h_c^2}$

🚧 poteau articulé à sa base : $R_j^i = a_{ij} \times K_p \times \frac{3 \times E}{h_c^2}$

Avec H_c : hauteur du poteau calculé,

E_i : module de déformation instantané du béton = 32164.2 MPa.

4.1.5/Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y)

$$R_{jx} = \frac{12 \times E}{H_c^2} \times \sum a_{ij} \times k_p \quad \Rightarrow \text{calcul suivant le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \frac{12 \times E}{H_c^2} \times \sum a_{ij} \times k_p \quad \Rightarrow \text{calcul suivant le sens transversal.}$$

- Calcul suivant le sens transversal (y-y)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

➤ **Poteaux**

Tableau 4.1 : Rigidité des poteaux selon le sens transversal

niveaux	Poteaux	h(cm)	e pot	Hc	I pot(cm ⁴)	Kpot(cm ³)
7 à 9 (35x35)	A	276	35	293.5	125052.083	426.071834
	B	276	35	293.5	125052.083	426.071834
	C	276	35	293.5	125052.083	426.071834
	D	276	35	293.5	125052.083	426.071834
	E	276	35	293.5	125052.083	426.071834
4 à 6 (40x40)	A	276	40	296	213333.333	720.720721
	B	276	40	296	213333.333	720.720721
	C	276	40	296	213333.333	720.720721
	D	276	40	296	213333.333	720.720721
	E	276	40	296	213333.333	720.720721
1 à 3 (45x45)	A	276	45	298.5	341718.75	1144.78643
	B	276	45	298.5	341718.75	1144.78643
	C	276	45	298.5	341718.75	1144.78643
	D	276	45	298.5	341718.75	1144.78643
	E	276	45	298.5	341718.75	1144.78643
RDC (45x45)	A	344	45	366.5	341718.75	932.384038
	B	344	45	366.5	341718.75	932.384038
	C	344	45	366.5	341718.75	932.384038
	D	344	45	366.5	341718.75	932.384038
	E	344	45	366.5	341718.75	932.384038

➤ Poutres

Tableau 4.2 : Rigidité des poutres selon le sens transversal

Niveaux	travées	L(cm)	$h_{pout}(cm)$	Lc(cm)	$I_{pout}(cm^4)$	$K_{pout}(cm^3)$
7 à 9	A,B	350	30	365	45000	123.287671
	B,C	225	30	240	45000	187.5
	C,D	365	30	380	45000	118.421053
	D,E	365	30	380	45000	118.421053
4 à 6	A,B	345	30	360	45000	125
	B,C	220	30	235	45000	191.489362
	C,D	360	30	375	45000	120
	D,E	360	30	375	45000	120
RDC à 3	A,B	340	30	355	45000	126.760563
	B,C	215	30	230	45000	195.652174
	C,D	355	30	370	45000	121.621622
	D,E	355	30	370	45000	121.621622

- Calcul suivant le sens longitudinal (x-x)

➤ Poteaux

Tableau 4.3 : Rigidité des poteaux selon le sens longitudinal.

niveaux	Poteaux	h(cm)	e pot	Hc	$I_{pot}(cm^4)$	$K_{pot}(cm^3)$
7 à 9 (35x35)	1	266	35	283.5	125052.083	441.100823
	2	266	35	283.5	125052.083	441.100823
	3	266	35	283.5	125052.083	441.100823
	4	266	35	283.5	125052.083	441.100823
4 à 6 (40x40)	1	266	40	286	213333.333	745.920746
	2	266	40	286	213333.333	745.920746
	3	266	40	286	213333.333	745.920746
	4	266	40	286	213333.333	745.920746
1 à 3 (45x45)	1	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
	2	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
	3	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
	4	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
RDC (45x45)	1	334	45	356.5	341718.75	958.537868
	2	334	45	356.5	341718.75	958.537868
	3	334	45	356.5	341718.75	958.537868
	4	334	45	356.5	341718.75	958.537868

➤ Poutres :

Tableau 4.4 : Rigidité des poutres selon le sens longitudinal.

Niveaux	Travées	L (m)	H _{poutres} (cm)	Lc (cm)	I _{poutre} (cm ⁴)	K _{poutre} (cm ³)
7à 9	1 2	425	40	445	133333.333	299.625468
	2 3	495	40	515	133333.333	258.899676
	3 4	425	40	445	133333.333	299.625468
4à6	1 2	420	40	440	133333.333	303.030303
	2 3	490	40	510	133333.333	261.437908
	3 4	420	40	440	133333.333	303.030303
RDC à 3	1 2	415	40	435	133333.333	306.51341
	2 3	485	40	505	133333.333	264.026403
	3 4	415	40	435	133333.333	306.51341

Rigidité des portiques transversaux (Y-Y)

Tableau 4.5 : Rigidité des portiques transversaux

Niveaux	poteaux	Hc (cm)	Ipot (cm)	Kpot (cm ³)	k poutre (cm ³)	K	aj	Rjy (KN/cm ²)	Rjy (KN/cm ²)
7 à 9 (35x35)	A	293.5	125052.083	426.071834	123.287	0.289	0.126	24.129	190.391
	B	293.5	125052.083	426.071834	187.5	0.729	0.267	51.018	
	C	293.5	125052.083	426.071834	118.421	0.718	0.264	50.430	
	D	293.5	125052.083	426.071834	118.421	0.555	0.217	41.519	
	E	293.5	125052.083	426.071834	0	0.277	0.122	23.292	
4 à 6 (40x40)	A	296	213333.333	720.720721	125	0.173	0.079	25.335	208.631
	B	296	213333.333	720.720721	191.489	0.439	0.180	57.160	
	C	296	213333.333	720.720721	120	0.432	0.177	56.417	
	D	296	213333.333	720.720721	120	0.333	0.142	45.317	
	E	296	213333.333	720.720721	0	0.166	0.076	24.400	
1 à 3 (45x45)	A	298.5	341718.75	1144.78643	126.760	0.110	0.052	26.014	220.217
	B	298.5	341718.75	1144.78643	195.652	0.281	0.123	61.211	
	C	298.5	341718.75	1144.78643	121.621	0.277	0.121	60.354	
	D	298.5	341718.75	1144.78643	121.621	0.212	0.096	47.624	
	E	298.5	341718.75	1144.786	0	0.106	0.050	25.013	
RDC (45x45)	A	366.5	341718.75	932.384	126.760	0.271	0.339	22.757	113.317
	B	366.5	341718.75	932.384	195.652	0.345	0.360	24.149	

C	366.5	341718.75	932.384	121.621	0.340	0.359	24.049
D	366.5	341718.75	932.384	121.621	0.260	0.336	22.541
E	366.5	341718.75	932.384	0	0.130	0.295	19.820

Rigidité des portiques longitudinaux (X-X)

Tableau 4.6 : Rigidité des portiques longitudinaux.

Niveaux	poteaux	Hc (cm)	Ipot (cm)	Kpot (cm ³)	K poutre (cm ³)	K	aj	rjx (KN/cm ²)	Rjx (KN/cm ²)
7 à 9 (35x35)	1	283.5	125052.083	441.100	299.625	0.679	0.253	53.704	271.648
	2	283.5	125052.083	441.100	258.899	1.266	0.387	82.119	
	3	283.5	125052.083	441.100	299.625	1.266	0.387	82.119	
	4	283.5	125052.083	441.100	0	0.679	0.253	53.704	
4 à 6 (40x40)	1	286	213333.333	745.920	303.030	0.406	0.168	59.424	312.088
	2	286	213333.333	745.920	261.437	0.756	0.274	96.619	
	3	286	213333.333	745.920	303.0303	0.756	0.274	96.619	
	4	286	213333.333	745.920	0	0.406	0.168	59.424	
1 à 3 (45x45)	1	288.5	341718.75	1184.467	306.513	0.258	0.114	62.927	339.076
	2	288.5	341718.75	1184.467	264.026	0.481	0.194	106.610	
	3	288.5	341718.75	1184.467	306.513	0.481	0.194	106.610	
	4	288.5	341718.75	1184.467	0	0.258	0.114	62.927	
RDC (45x45)	1	356.5	341718.75	958.537	306.513	0.319	0.353	102.870	451.439
	2	356.5	341718.75	958.537	264.026	0.595	0.422	122.848	
	3	356.5	341718.75	958.537	306.513	0.5952	0.422	122.848	
	4	356.5	341718.75	958.537	0	0.319	0.353	102.870	

4.2/ Caractéristiques géométrique des voiles

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur lesquelles elles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ces forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion. Donc l'emplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion de bâtiment due aux charges d'autre part

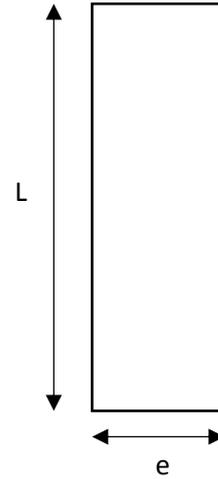
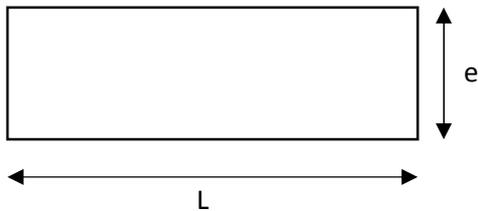
4.2.1/ Etudes des refends

➤ **Calcul des inerties**

➤ Refends longitudinaux

$$I_x = \frac{Lxe^3}{12}$$

$$I_y = \frac{exL^3}{12}$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport a (X-X') donc on prend I_y

➤ **Refends longitudinaux**

Tableau 4.7 : Inertie des refends longitudinaux

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	$I_y(m^4)$	
RDC à 3	VL1	0.625	0.2	0.00406901	0.31033073
	VL1	0.625	0.2	0.00406901	
	VL2	1.025	0.2	0.01794818	
	VL2	1.025	0.2	0.01794818	
	VL2	1.025	0.2	0.01794818	
	VL2	1.025	0.2	0.01794818	
	VL3	2.4	0.2	0.2304	
4 à 6	VL1	0.6	0.2	0.0036	0.30426667
	VL1	0.6	0.2	0.0036	
	VL2	1	0.2	0.01666667	
	VL2	1	0.2	0.01666667	
	VL2	1	0.2	0.01666667	
	VL2	1	0.2	0.01666667	
	VL3	2.4	0.2	0.2304	
7 à 9	VL1	0.575	0.2	0.00316849	0.2985276
	VL1	0.575	0.2	0.00316849	
	VL2	0.975	0.2	0.01544766	
	VL2	0.975	0.2	0.01544766	
	VL2	0.975	0.2	0.01544766	
	VL2	0.975	0.2	0.01544766	
	VL3	2.4	0.2	0.2304	
					0.913125

➤ Refends transversaux.

$$I_x = \frac{Lxe^3}{12} \quad I_y = \frac{exL^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport a (Y-Y') donc on prend I_x

Tableau 4.8 : Inertie des refends transversaux.

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	$I_x(m^4)$	
RDC à 3	VT1	3.775	0.2	0.89660182	2.57612355
	VT1	3.775	0.2	0.89660182	
	VT2	2.13	0.2	0.16105995	
	VT2	2.13	0.2	0.16105995	
	VT3	2.4	0.2	0.2304	
	VT3	2.4	0.2	0.2304	
4 à 6	VT1	3.8	0.2	0.91453333	2.63520773
	VT1	3.8	0.2	0.91453333	
	VT2	2.18	0.2	0.17267053	
	VT2	2.18	0.2	0.17267053	
	VT3	2.4	0.2	0.2304	
	VT3	2.4	0.2	0.2304	
7à 9	VT1	3.825	0.2	0.93270234	2.69585692
	VT1	3.825	0.2	0.93270234	
	VT2	2.23	0.2	0.18482612	
	VT2	2.23	0.2	0.18482612	
	VT3	2.4	0.2	0.2304	
	VT3	2.4	0.2	0.2304	
					7.9071882

➤ Rigidités des voiles

Dans le sens (y-y)
$$R_{vy} = \frac{12 \times E_i \times I_x}{h_{étage}^3}$$

Dans le sens (X-X)
$$R_{vx} = \frac{12 \times E_i \times I_y}{h_{étage}^3}$$

Avec I_x et I_y , inerties des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

$h_{étage}$, hauteur d'étage.

Les résultats relatifs au calcul des rigidités des voiles par niveaux sont dans les tableaux suivants :

➤ Rigidités des voiles dans le sens transversal

Tableau 4.9 : Rigidité des voiles dans le sens transversal

Niveaux	Voiles	H(cm)	I_x	E (kN/m ²)	R _{vy} (kN/m)	SR _{vy} (kN/m)
RDC	VT1	3.74	0.89660182	32164200	6615136.51	19006663.3
	VT1	3.74	0.89660182	32164200	6615136.51	
	VT2	3.74	0.16105995	32164200	1188301.8	
	VT2	3.74	0.16105995	32164200	1188301.8	
	VT3	3.74	0.2304	32164200	1699893.32	
	VT3	3.74	0.2304	32164200	1699893.32	
1 à 3	VT1	3.06	0.89660182	32164200	12077841.8	34702152
	VT1	3.06	0.89660182	32164200	12077841.8	
	VT2	3.06	0.16105995	32164200	2169588.05	
	VT2	3.06	0.16105995	32164200	2169588.05	
	VT3	3.06	0.2304	32164200	3103646.11	
	VT3	3.06	0.2304	32164200	3103646.11	
4 à 6	VT1	3.06	0.91453333	32164200	12319391.6	35498056.5
	VT1	3.06	0.91453333	32164200	12319391.6	
	VT2	3.06	0.17267053	32164200	2325990.58	
	VT2	3.06	0.17267053	32164200	2325990.58	
	VT3	3.06	0.2304	32164200	3103646.11	
	VT3	3.06	0.2304	32164200	3103646.11	
7 à 9	VT1	3.06	0.93270234	32164200	12564140.6	36315042.7
	VT1	3.06	0.93270234	32164200	12564140.6	
	VT2	3.06	0.18482612	32164200	2489734.63	
	VT2	3.06	0.18482612	32164200	2489734.63	
	VT3	3.06	0.2304	32164200	3103646.11	
	VT3	3.06	0.2304	32164200	3103646.11	

➤ Rigidités des voiles dans le sens longitudinal

Tableau 4.10 : Rigidité des voiles dans le sens longitudinal.

Niveaux	Voiles	H(cm)	I_x	E (kN/m ²)	R _{vy} (kN/m)	SR _{vy} (kN/m)
RDC	VL1	3.74	0.00406901	32164200	30021.1964	2289622.98
	VL1	3.74	0.00406901	32164200	30021.1964	
	VL2	3.74	0.01794818	32164200	132421.816	
	VL2	3.74	0.01794818	32164200	132421.816	
	VL2	3.74	0.01794818	32164200	132421.816	
	VL2	3.74	0.01794818	32164200	132421.816	
	VL3	3.74	0.2304	32164200	1699893.32	
1 à 3	VL1	3.06	0.00406901	32164200	54812.3626	4180367.88
	VL1	3.06	0.00406901	32164200	54812.3626	
	VL2	3.06	0.01794818	32164200	241774.262	
	VL2	3.06	0.01794818	32164200	241774.262	
	VL2	3.06	0.01794818	32164200	241774.262	
	VL2	3.06	0.01794818	32164200	241774.262	
	VL3	3.06	0.2304	32164200	3103646.11	
4 à 6	VL1	3.06	0.0036	32164200	48494.4705	4098680.8
	VL1	3.06	0.0036	32164200	48494.4705	
	VL2	3.06	0.01666667	32164200	224511.437	
	VL2	3.06	0.01666667	32164200	224511.437	
	VL2	3.06	0.01666667	32164200	224511.437	
	VL2	3.06	0.01666667	32164200	224511.437	
	VL3	3.06	0.2304	32164200	3103646.11	
7à9	VL1	3.06	0.00316849	32164200	42681.729	4021371.69
	VL1	3.06	0.00316849	32164200	42681.729	
	VL2	3.06	0.01544766	32164200	208090.53	
	VL2	3.06	0.01544766	32164200	208090.53	
	VL2	3.06	0.01544766	32164200	208090.53	
	VL2	3.06	0.01544766	32164200	208090.53	
	VL3	3.06	0.2304	32164200	3103646.11	

4.3/ Calcul des inerties fictives des portiques

Quand une ossature présente une interaction portique voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques afin de répartir les efforts horizontaux sur les voiles d'une part, et sur les portiques d'autre part, en fonction de leur inertie. A cet effet, nous utiliserons la méthode des aires

4.3.1/ Calcul des flèches dans les refends (Méthode des aires)

La flèche que prendrait à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (une tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{S_i \times d_i}{E_i \times I} \quad ; I = 1 \text{ m}^4$$

Avec

f_i : flèche au niveau (i).

S_i : élément de surface du niveau (i)

d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote ($b + 1$)

E : module d'élasticité du matériau constituant les refends

D'où : la surface du trapèze :

$$S_i = \frac{b_{i+1} + b_i}{2} \cdot h_i$$

Le centre de gravité d'un trapèze à sa petite base est :

$$d_i = \frac{2b_i + b_{i+1}}{3(b_i + b_{i+1})} \cdot h_i$$

Diagrammes des moments des aires est représenté dans la figure (4.3)

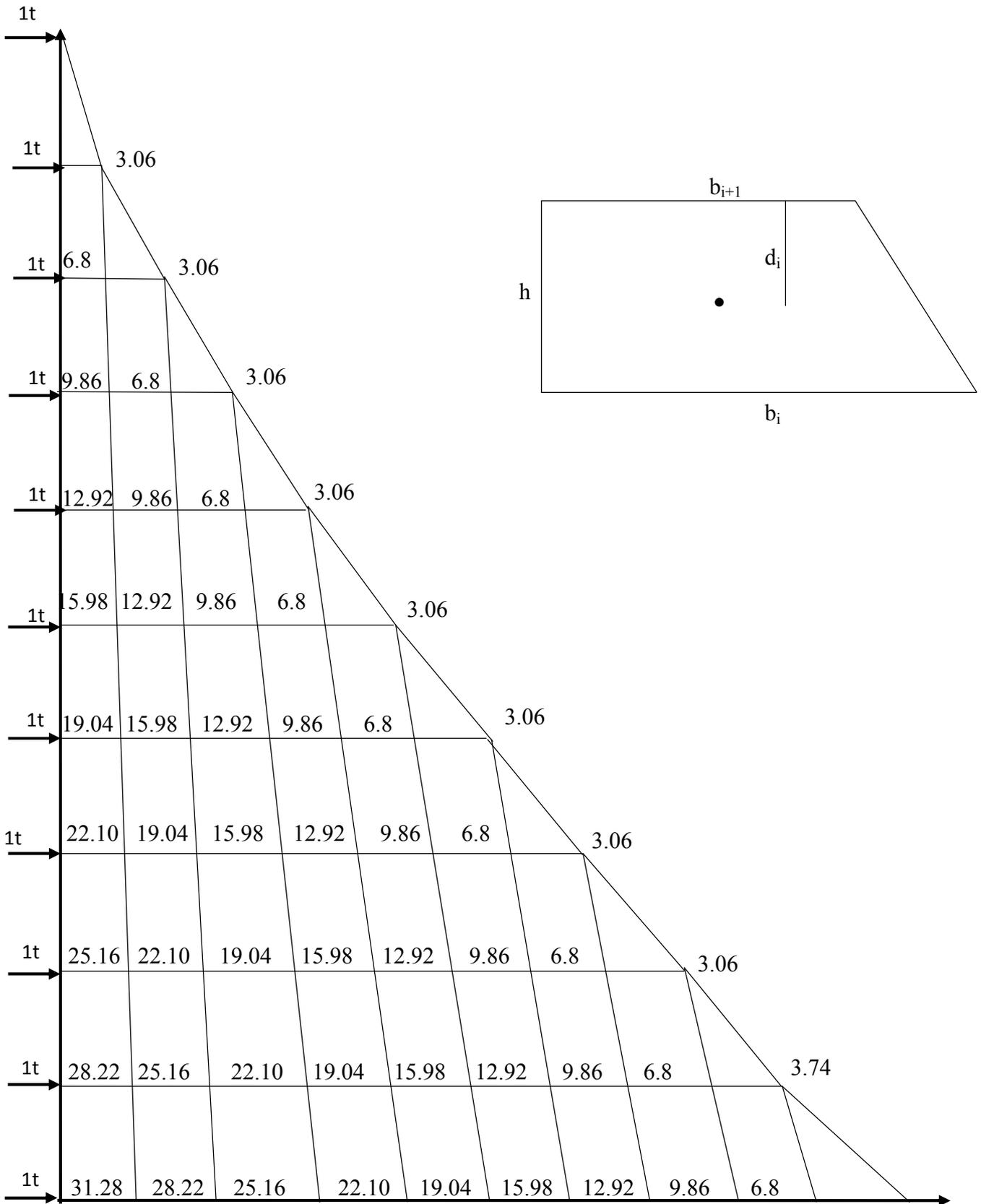


Figure 4.3 : Diagramme des moments des aires.

4.3.1.1/ Calcul de $S_i x d_i$ pour les différents niveaux

Tableau 4.11 : Résultat de $S_i x d_i$ pour chaque niveau

Niveaux	He	Bj	Bj+1	Si	di	Si x di
9	3.06	3.74	0	5.7222	2.04	11.673288
8	3.06	10.54	3.74	21.8484	1.77285714	38.734092
7	3.06	20.4	10.54	47.3382	1.69252747	80.121204
6	3.06	33.32	20.4	82.1916	1.65265823	135.834624
5	3.06	49.3	33.32	126.4086	1.62864198	205.874352
4	3.06	68.34	49.3	179.9892	1.61254335	290.240388
3	3.06	90.44	68.34	242.9334	1.60098501	388.932732
2	3.06	115.6	90.44	315.2412	1.59227723	501.951384
1	3.06	143.82	115.6	396.9126	1.58547837	629.296344
RDC	3.74	175.1	143.82	596.3804	1.93113717	1151.69236
						3422.67748

4.3.1.2/ Calcul des flèches par niveau

$$f_i = \frac{S_i x d_i}{EI}$$

Tableau 4.12 : Résultat de la flèche pour chaque niveau

Niveaux	SIDI	FIEI	f
9	11.673288	3434.35077	0.00010678
8	38.734092	3422.67748	0.00010641
7	80.121204	3383.94339	0.00010521
6	135.834624	3303.82218	0.00010272
5	205.874352	3167.98756	9.8494E-05
4	290.240388	2962.11321	9.2093E-05
3	388.932732	2671.87282	8.307E-05
2	501.951384	2282.94009	7.0978E-05
1	629.296344	1780.9887	5.5372E-05
RDC	1151.69236	1151.69236	3.5807E-05

4.3.2/ Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher

Etapes de calcul

- Calcul de la rotation d'étage $E\theta$
 - Pour les niveaux supérieurs

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24xK_m}$$

Avec

$$M_n = T_n \times h$$

$$M_{n+1} = T_{n+1} \times h_{n+1}$$

- Pour le premier niveau :

$$E\theta_{1er} = \frac{M_1 + M_2}{24K_m + 2K_{pn}}$$

Poteaux articulés

$$E\theta_n = \frac{2M_1 + M_2}{24 \times K_{pn}}$$

-Calcul des déplacements

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \times K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

$$\Delta_n = \Psi_n \times h$$

-Calcul du déplacement au niveau i

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n$$

-Calcul de l'inertie fictive

$$I_{ei} = f_i / \sum_{i=1}^n \Delta_i$$

avec:

K_{pn} : somme des raideurs des poutres du n^{ème} niveau,

K_{tn} : somme des raideurs des poteaux du n^{ème} niveau,

h : hauteur libre d'étage,

E : module d'élasticité

Δ_n : Déplacements du portique au n^{ème} niveau

f_n : flèche du niveau

Δ_i : Déplacement du portique au niveau « i ».

Les résultats sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Inertie fictive des portiques transversaux.

Tableau 4.13 : Inertie fictive des portiques dans le sens transversaux :

Niveaux	Portique	Mn+1	Mn	$\sum K_{pot}$	$\sum K_{poutre}$	θ_n	Ψ_{En}	Dn	$\sum E\Delta_i$	E _{fi}	Le _{iY}	Le _{iY}
9	1	0	3.06	0.00213036	0.00054763	232.821526	1047.69686	3205.95241	12823.8096	3434.35077	0.26781049	1.07124197
	2	0	3.06	0.00213036	0.00054763	232.821526	1047.69686	3205.95241		3434.35077	0.26781049	
	3	0	3.06	0.00213036	0.00054763	232.821526	1047.69686	3205.95241		3434.35077	0.26781049	
	4	0	3.06	0.00213036	0.00054763	232.821526	1047.69686	3205.95241		3434.35077	0.26781049	
8	1	3.06	6.12	0.00213036	0.00054763	931.286102	2211.80449	6768.12175	27072.487	3422.67748	0.12642642	0.50570566
	2	3.06	6.12	0.00213036	0.00054763	931.286102	2211.80449	6768.12175		3422.67748	0.12642642	
	3	3.06	6.12	0.00213036	0.00054763	931.286102	2211.80449	6768.12175		3422.67748	0.12642642	
	4	3.06	6.12	0.00213036	0.00054763	931.286102	2211.80449	6768.12175		3422.67748	0.12642642	
7	1	6.12	9.18	0.00213036	0.00054763	1629.75068	3357.37895	10273.5796	41094.3184	3383.94339	0.08234577	0.32938309
	2	6.12	9.18	0.00213036	0.00054763	1629.75068	3357.37895	10273.5796		3383.94339	0.08234577	
	3	6.12	9.18	0.00213036	0.00054763	1629.75068	3357.37895	10273.5796		3383.94339	0.08234577	
	4	6.12	9.18	0.00213036	0.00054763	1629.75068	3357.37895	10273.5796		3383.94339	0.08234577	
6	1	9.18	12.24	0.0036036	0.00055649	2291.14892	4467.74039	13671.2856	54685.1424	3303.82218	0.06041535	0.24166141
	2	9.18	12.24	0.0036036	0.00055649	2291.14892	4467.74039	13671.2856		3303.82218	0.06041535	
	3	9.18	12.24	0.0036036	0.00055649	2291.14892	4467.74039	13671.2856		3303.82218	0.06041535	
	4	9.18	12.24	0.0036036	0.00055649	2291.14892	4467.74039	13671.2856		3303.82218	0.06041535	
5	1	12.24	15.3	0.0036036	0.00055649	2978.4936	5613.31485	17176.7435	68706.9738	3167.98756	0.04610868	0.1844347
	2	12.24	15.3	0.0036036	0.00055649	2978.4936	5613.31485	17176.7435		3167.98756	0.04610868	
	3	12.24	15.3	0.0036036	0.00055649	2978.4936	5613.31485	17176.7435		3167.98756	0.04610868	
	4	12.24	15.3	0.0036036	0.00055649	2978.4936	5613.31485	17176.7435		3167.98756	0.04610868	
4	1	15.3	18.36	0.0036036	0.00055649	3665.83827	6723.61702	20574.2681	82297.0723	2962.11321	0.03599294	0.14397174
	2	15.3	18.36	0.0036036	0.00055649	3665.83827	6723.61702	20574.2681		2962.11321	0.03599294	

Chapitre IV : Etude du contreventement

	3	15.3	18.36	0.0036036	0.00055649	3665.83827	6723.61702	20574.2681		2962.11321	0.03599294	
	4	15.3	18.36	0.0036036	0.00055649	3665.83827	6723.61702	20574.2681		2962.11321	0.03599294	
3	1	18.36	21.42	0.00572393	0.00056566	4282.63836	7776.36965	23795.6911	95182.7645	2671.87282	0.02807097	0.11228389
	2	18.36	21.42	0.00572393	0.00056566	4282.63836	7776.36965	23795.6911		2671.87282	0.02807097	
	3	18.36	21.42	0.00572393	0.00056566	4282.63836	7776.36965	23795.6911		2671.87282	0.02807097	
	4	18.36	21.42	0.00572393	0.00056566	4282.63836	7776.36965	23795.6911		2671.87282	0.02807097	
2	1	21.42	24.48	0.00572393	0.00056566	4958.84442	8903.37975	27244.342	108977.368	2282.94009	0.02094875	0.08379502
	2	21.42	24.48	0.00572393	0.00056566	4958.84442	8903.37975	27244.342		2282.94009	0.02094875	
	3	21.42	24.48	0.00572393	0.00056566	4958.84442	8903.37975	27244.342		2671.87282	0.02451769	
	4	21.42	24.48	0.00572393	0.00056566	4958.84442	8903.37975	27244.342		2671.87282	0.02451769	
1	1	24.48	27.54	0.00572393	0.00056566	5635.05047	7134.987	21833.0602	87332.2409	1780.9887	0.02039326	0.08157302
	2	24.48	27.54	0.00572393	0.00056566	5635.05047	7134.987	21833.0602		1780.9887	0.02039326	
	3	24.48	27.54	0.00572393	0.00056566	5635.05047	7134.987	21833.0602		1780.9887	0.02039326	
	4	24.48	27.54	0.00572393	0.00056566	5635.05047	7134.987	21833.0602		1780.9887	0.02039326	
RDC	1	27.54	31.28	0.00466192	0.00056566	520.450849	4868.44448	18207.9823	72831.9294	1151.69236	0.01581301	0.06325206
	2	27.54	31.28	0.00466192	0.00056566	520.450849	4868.44448	18207.9823		1151.69236	0.01581301	
	3	27.54	31.28	0.00466192	0.00056566	520.450849	4868.44448	18207.9823		1151.69236	0.01581301	
	4	27.54	31.28	0.00466192	0.00056566	520.450849	4868.44448	18207.9823		1151.69236	0.01581301	
												2.81730256

Inertie fictive des portiques longitudinaux

Tableau 4.14 : Inertie fictive des portiques dans le sens longitudinal

Niveaux	Portique	Mn+1	Mn	$\sum K_{pot}$	$\sum K_{poutre}$	θ_n	Ψ_{En}	Dn	$\sum E_{Ai}$	E _{ifi}	Le _{iY}	Le _{iY}
9	A	0	3.06	0.0017644	0.00085815	148.575318	668.58893	2045.88213	10452.2736	3434.35077	0.32857452	1.64287259
	B	0	3.06	0.0017644	0.00085815	148.575318	668.58893	2045.88213		3434.35077	0.32857452	
	C	0	3.06	0.0017644	0.00085815	148.575318	668.58893	2045.88213		3434.35077	0.32857452	
	D	0	3.06	0.0017644	0.00085815	148.575318	668.58893	2045.88213		3434.35077	0.32857452	
	E	0	3.06	0.0017644	0.00085815	148.575318	741.419968	2268.7451		3434.35077	0.32857452	
8	A	3.06	6.12	0.0017644	0.00085815	594.301271	1411.46552	4319.08449	22338.299	3422.67748	0.15322015	0.76610074
	B	3.06	6.12	0.0017644	0.00085815	594.301271	1411.46552	4319.08449		3422.67748	0.15322015	
	C	3.06	6.12	0.0017644	0.00085815	594.301271	1411.46552	4319.08449		3422.67748	0.15322015	
	D	3.06	6.12	0.0017644	0.00085815	594.301271	1411.46552	4319.08449		3422.67748	0.15322015	
	E	4.06	7.12	0.0017644	0.00085815	739.963347	1654.23565	5061.96108		3422.67748	0.15322015	
7	A	6.12	9.18	0.0017644	0.00085815	1040.02722	2146.33709	6567.79151	33579.4326	3383.94339	0.10077429	0.50387144
	B	6.12	9.18	0.0017644	0.00085815	1040.02722	2146.33709	6567.79151		3383.94339	0.10077429	
	C	6.12	9.18	0.0017644	0.00085815	1040.02722	2146.33709	6567.79151		3383.94339	0.10077429	
	D	6.12	9.18	0.0017644	0.00085815	1040.02722	2146.33709	6567.79151		3383.94339	0.10077429	
	E	7.12	10.18	0.0017644	0.00085815	1185.6893	2388.32242	7308.26659		3383.94339	0.10077429	
6	A	9.18	12.24	0.00298368	0.0008675	1469.74315	2865.99914	8769.95738	44584.6585	3303.82218	0.07410222	0.3705111
	B	9.18	12.24	0.00298368	0.0008675	1469.74315	2865.99914	8769.95738		3303.82218	0.07410222	
	C	9.18	12.24	0.00298368	0.0008675	1469.74315	2865.99914	8769.95738		3303.82218	0.07410222	
	D	9.18	12.24	0.00298368	0.0008675	1469.74315	2865.99914	8769.95738		3303.82218	0.07410222	

Chapitre IV : Etude du contreventement

	E	10.18	13.24	0.00298368	0.0008675	1613.83562	3106.15325	9504.82896		3303.82218	0.07410222	
5	A	12.24	15.3	0.00298368	0.0008675	1910.6661	3600.87072	11018.6644	55828.1936	3167.98756	0.0567453	0.2837265
	B	12.24	15.3	0.00298368	0.0008675	1910.6661	3600.87072	11018.6644		3167.98756	0.0567453	
	C	12.24	15.3	0.00298368	0.0008675	1910.6661	3600.87072	11018.6644		3167.98756	0.0567453	
	D	12.24	15.3	0.00298368	0.0008675	1910.6661	3600.87072	11018.6644		3167.98756	0.0567453	
	E	13.24	16.3	0.00298368	0.0008675	2054.75856	3841.02483	11753.536		3167.98756	0.0567453	
4	A	15.3	18.36	0.00298368	0.0008675	2351.58904	4320.53134	13220.8259	66836.5993	3167.98756	0.04739899	0.23699497
	B	15.3	18.36	0.00298368	0.0008675	2351.58904	4320.53134	13220.8259		2962.11321	0.04431873	
	C	15.3	18.36	0.00298368	0.0008675	2351.58904	4320.53134	13220.8259		2962.11321	0.04431873	
	D	15.3	18.36	0.00298368	0.0008675	2351.58904	4320.53134	13220.8259		2962.11321	0.04431873	
	E	16.3	19.36	0.00298368	0.0008675	2495.68151	4559.90057	13953.2957		2962.11321	0.04431873	
3	A	18.36	21.42	0.00473787	0.00087705	2762.09007	5015.37408	15347.0447	77462.0892	2671.87282	0.03449265	0.17246326
	B	18.36	21.42	0.00473787	0.00087705	2762.09007	5015.37408	15347.0447		2671.87282	0.03449265	
	C	18.36	21.42	0.00473787	0.00087705	2762.09007	5015.37408	15347.0447		2671.87282	0.03449265	
	D	18.36	21.42	0.00473787	0.00087705	2762.09007	5015.37408	15347.0447		2671.87282	0.03449265	
	E	19.36	22.42	0.00473787	0.00087705	2904.61278	5252.91193	16073.9105		2671.87282	0.03449265	
2	A	21.42	24.48	0.00473787	0.00087705	3198.20956	5742.23989	17571.2541	88583.1361	2282.94009	0.02577172	0.12885862
	B	21.42	24.48	0.00473787	0.00087705	3198.20956	5742.23989	17571.2541		2282.94009	0.02577172	
	C	21.42	24.48	0.00473787	0.00087705	3198.20956	5742.23989	17571.2541		2282.94009	0.02577172	
	D	21.42	24.48	0.00473787	0.00087705	3198.20956	5813.50124	17789.3138		2282.94009	0.02577172	
	E	22.42	25.48	0.00473787	0.00087705	3340.73227	5908.51638	18080.0601		2282.94009	0.02577172	
1	A	24.48	27.54	0.00473787	0.00087705	3634.32904	4747.50868	14527.3765	73178.3205	1780.9887	0.02433765	0.12168827
	B	24.48	27.54	0.00473787	0.00087705	3634.32904	4747.50868	14527.3765		1780.9887	0.02433765	
	C	24.48	27.54	0.00473787	0.00087705	3634.32904	4747.50868	14527.3765		1780.9887	0.02433765	
	D	25.48	28.54	0.00473787	0.00087705	3776.85175	4913.78517	15036.1826		1780.9887	0.02433765	
	E	24.48	27.54	0.00473787	0.00087705	3634.32904	4758.17264	14560.0083		1780.9887	0.02433765	

Chapitre IV : Etude du contreventement

RDC	A	27.54	31.28	0.00383415	0.00087705	627.254484	3285.70077	12288.5209	61837.8443	1151.69236	0.01862439	0.09312197
	B	27.54	31.28	0.00383415	0.00087705	627.254484	3285.70077	12288.5209		1151.69236	0.01862439	
	C	27.54	31.28	0.00383415	0.00087705	627.254484	3285.70077	12288.5209		1151.69236	0.01862439	
	D	27.54	31.28	0.00383415	0.00087705	627.254484	3285.70077	12288.5209		1151.69236	0.01862439	
	E	28.54	32.28	0.00383415	0.00087705	648.582416	3391.37988	12683.7607		1151.69236	0.01862439	
												4.32020945

4.3.3/ Interprétation des résultats

- Sens longitudinal:

	Inerties m ⁴	Pourcentage
Portiques	4.32020945	82.5517553
Voiles	0.913125	17.4482447
Portiques+Voiles	5.23333445	100

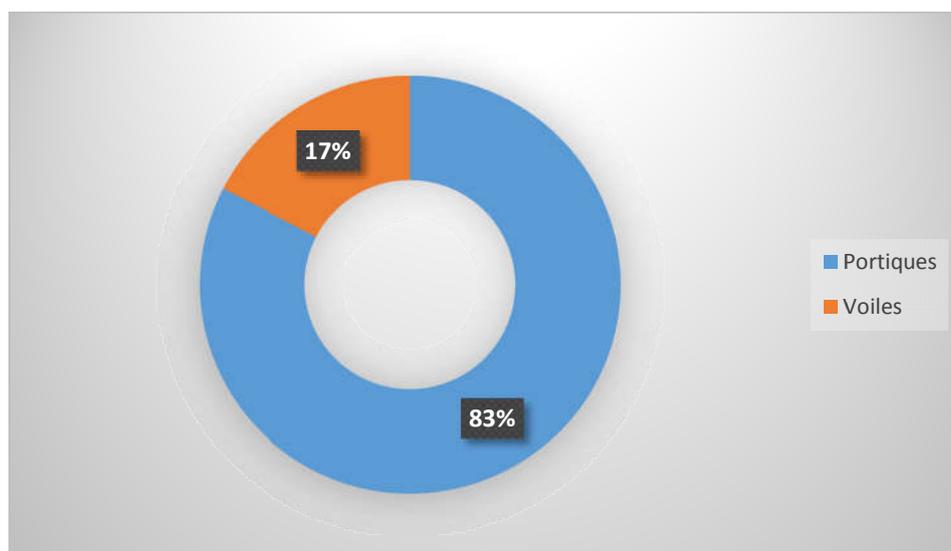


Figure 4.4 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens longitudinal

- Sens transversal :

	Inerties m ⁴	Pourcentage
Portiques	2.81730256	26.2698027
Voiles	7.9071882	73.7301973
Portiques+Voiles	10.7244908	100

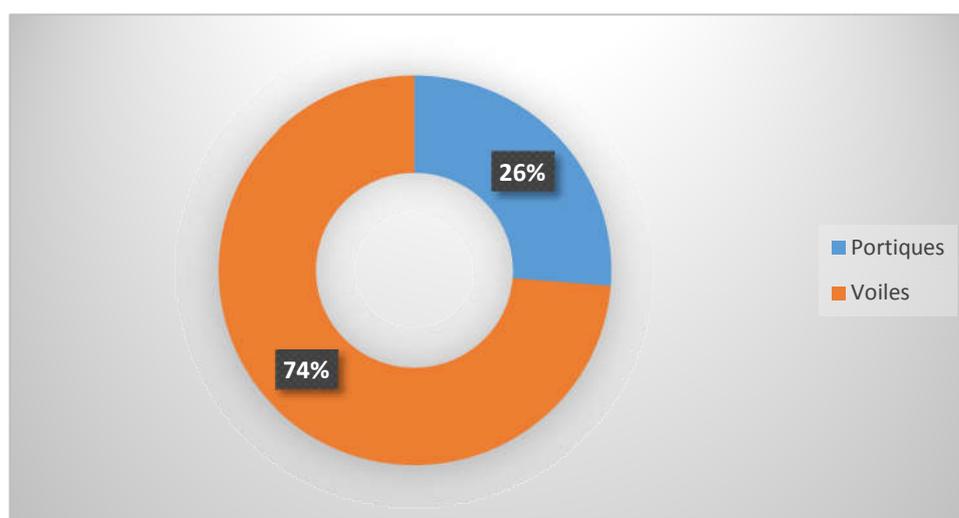


Figure 4.5 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens transversaux

• **Le pourcentage de l'effort vertical revenant au voiles et portique**

Pour cela il nous suffit de calculer la surface totale reprise par les voiles et les portiques. Les résultats obtenue son résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.15 : Descente des charges revenant aux voiles et portiques.

	total	voiles	portiques
surface	425.598	56.748	368.85
pourcentage	100	13.3337093	86.6662907

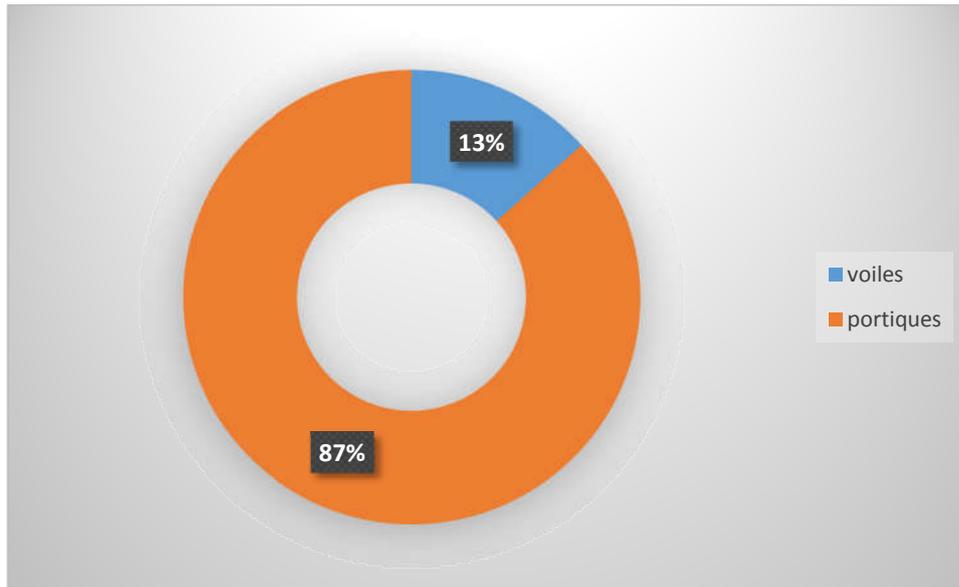


Figure 4.6 : Pourcentage de l'effort vertical revenant aux portiques et aux voiles.

4.3.4/ Conclusion

En se basant sur les résultats de cette étude, le système de contreventement est de deux types différents :

- Sens longitudinal (XX') : le système de contreventement est de type : portique autostable en béton armée avec remplissage en maçonnerie rigide
- Sens transversal (YY') : le système de contreventement est de type : structures en portiques par des voiles en béton armée.

Le RPA99 prescrit pour ce système les recommandations suivantes : en cas d'utilisation des systèmes différents dans les deux directions considérées il y'a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite. Aussi, nous adoptons R=3.5

Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

5.1/ Principe de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Elle peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ». Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste alors à déterminer ces déformations, puis les forces et les contraintes, en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

5.2/ Description du logiciel ETABS

ETABS (Extended Three Dimension Analyses Building Systèmes) 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. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.).

En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc....). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 etc....).

Rappel (Terminologie)

Grid line : Ligne de grille,

Joints : nœuds,

Frame : portique (cadre),

Shell : voile,

Restraints : degrés de liberté (DDL),

Loads: charges,

Uniformed loads: charges uniformes,

Materials : matériaux,

Concret : béton,

Steel : acier,

Frame section : coffrage,

Colum : poteau,

Beam : poutre.

5.3/ Etapes de modélisation

Dans notre étude, nous avons utilisé la version ETABS 9.6.



Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

➤ Première étape

a. Choix des unités

La première étape consiste à choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS en bas de l'écran. L'unité utilisée dans notre cas est (KN.m)



b. Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran, nous sélectionnons : **File** ⇒ **New model**.

Dans la fenêtre qui apparaît nous cliquons sur: **No**.

Les fonctions qui s'affichent permettent de spécifier ou bien modifier les paramètres suivants :

- le nombre de ligne suivant les deux directions
X=4 Y=5
- le nombre de travée dans les deux sens
X=3 Y=4
- les hauteurs des différents étages
Rez de chaussée = 3.74
Etage courant = 3.06
- le nombre d'étages = 9

c. Modification de la géométrie de base

➤ Lignes et travées

Nous cliquons sur **Custom Grid** ⇒ **Edit Grid**

Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y. Par la suite nous cliquons sur **Ok**.

Suivant X-X

- 1 → 4.6
- 2 → 5.30
- 3 → 4.60

Suivant Y-Y

- A → 3.85
- B → 2.60
- C → 4
- D → 4

➤ **Etages**

Nous introduisons sur **story dimensions**, le nombre de planchers que nous avons (Number of stories), puis **Custom Story Data** ⇨ **Edit Story Data**.

5.3.1/ Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres) pour cela, nous procédons comme suit :

Define ⇨ **Material properties** ⇨ **Conc** ⇨ **Modify/show Material**.

Dans la boîte de dialogue, qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Dans notre cas, nous définissons le béton et ses propriétés

- Nom de matériel = B25
- Masse par unité volume = 2.5 kN/m^3
- Poids par unité de volume = 25 kN/ m^3
- module d'élasticité = 32164200 kN/ m^2
- Résistance caractéristique
- du béton = 25000 kN/ m^2
- Limite élastique de l'acier longitudinal = 400000 kN/ m^2
- Limite élastique de l'acier transversal = 400000 kN/ m^2

5.3.2/ Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à créer les éléments de la structure puis leurs affecter leurs propriétés géométriques.

• **Poutres, Poteaux**

Nous commençons par **Define** ⇨ **Frame sections**

Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property**. Ensuite nous cliquons sur **Add I/ Wide Flange Add rectangular**.

les poutres principales (PP) = (25x40).

les poutres secondaires (PS) = (20x30).

Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres), on passe aux éléments plaques, planchers, dalles pleines (DP) et voiles.

• **Voiles**

Define ⇨ **wall/slab/deck sections** ⇨ **Add new wall (Voile)** ⇨ épaisseur = 20cm.

• **Dalle pleine**

Define ⇨ **wall/slab/deck sections** ⇨ **Add new slab (Dalle pleine)** ⇨ épaisseur = 20cm.

• **Les planchers** ⇨ épaisseur = 20cm.

5.3.3/ Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/version2003

Pour le calcul dynamique de la structure, nous introduisons un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme. Pour la création du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel de calcul RPA99



Données à introduire dans le logiciel :

Zone IIa : sismicité moyenne (Tizi-Ouzou).

Groupe 2 : Ouvrages d'importance moyenne.

Catégorie S₂ (classification des sites d'implantation): site meuble

Pourcentage d'amortissement 7%

Coefficient de Comportement R (classifications des systèmes de contreventement) :

Dans notre structure, nous avons un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles donc R=3.5

Tableau 5.1 : Définition du système de contreventement du bâtiment

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A 4a	Mixte portique/voiles avec interaction	3.5

Facteur de Qualité Q (art 4.4/.RPA 99 modifié 2003)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + (p_1+p_2+p_3+p_4+p_5+p_6)$$

Tableau 5.2 : Evaluation du facteur de qualité Q

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

a. Conditions minimales sur les files de contreventement

➤ **Système de portiques**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

*Suivant x on a (03) travée **Condition vérifiée.**

*Suivant y on a (04) travée **Condition vérifiée.**

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} \leq 1.5$$

*Suivant x $\frac{5.30}{4.60} = 1.15 < 1.5$ **Condition vérifiée.**

*Suivant y $\frac{4}{2.60} = 1.53 > 1.5$ **Condition non vérifiée.**

(Condition non vérifiée).

b. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\frac{d_{max}}{d_{min}} \leq 1.5$$

Suivant x $\frac{5.30}{4.60} = 1.15 < 1.5$

Suivant y $\frac{4}{2.60} = 1.53 > 1.5$

Donc la condition n'est pas vérifiée.

c. Régularité en plan

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Suivant x \implies Condition vérifiée.

Suivant y \implies Condition vérifiée.

(Condition vérifiée).

➤ Condition sur l'excentricité

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

(Condition vérifiée).

➤ Condition sur les ouvertures

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. $S_0 \leq 15\%S_T$

Nous obtenons $20.405m^2 < 0.15 \times 247.16 = 37.074m^2$ **(Condition vérifiée).**

Tous les critères de la régularité en plan sont vérifiés ; donc notre structure est considérée comme étant régulière en plan.

➤ Condition sur le système de contreventement

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation. **(Condition vérifiée).**

➤ **Condition sur les masses et rigidités**

La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. **(Condition vérifiée).**

D'où, notre structure est classée non régulière en élévation.

d. Contrôle de la qualité des matériaux (Condition vérifiée).

e. Condition de la qualité de l'exécution (Condition vérifiée).

Tableau 5.3 : Evaluation du facteur de qualité pour le bâtiment

Critère q »	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q " est satisfait ou non".

Q=1.20

On introduit les valeurs du calcul des coefficients trouvées dans le spectre :

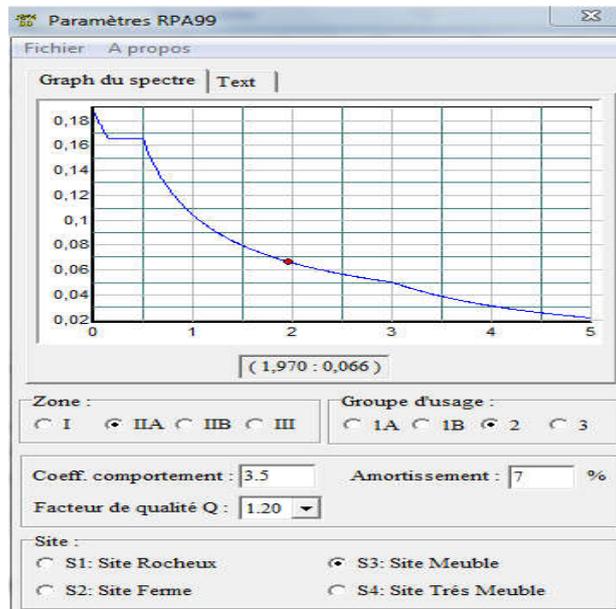


Figure 5.1 : Définition des paramètres du spectre.

Nous cliquons sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.

Pour introduire le spectre dans le logiciel **ETABS**, nous procédons comme suit:

Define ⇨ **Reponse Spectrum Function** ⇨ **Spectrum from file** ⇨ **Add new function.**

Puis, **Browse** et nous sélectionnons dans la sauvegarde le spectre déjà crée et enregistré.

5.4/ Définition des Charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**) et des charges d'exploitations (**Q**) que nous devons définir afin de charger notre structure comme suit :

Define \Rightarrow **Static Load Cases**.

Ou bien:  **Static Load Cases**.

5.4.1/ Définition de la charge sismique

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E comme suit :

Define \Rightarrow **Response spectrum cases** \Rightarrow **Add New Spectrum**.

5.4.2/ Mise en place des éléments de la structure

Pour affecter les sections définies aux différents éléments, nous devons suivre ces étapes :

- **Les poteaux**

Nous cliquons sur l'icône  (create columns in region or at clicks). Dans la boite de dialogue qui apparaît, on selectionne dans **Property** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

On place les poteaux conformément au plan d'architecture.

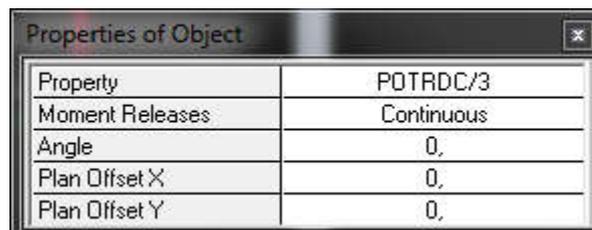


Figure 5.2 : Mise en place de l'élément « Poteau ».

- **Les poutres**

Nous cliquons sur l'icône  (create lines in region or at clicks). Dans la boite de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **Property** les poutres principales et les poutres secondaires que nous disposons et nous sélectionnons les lignes porteuses de cet élément pour qu'elles soient placées.

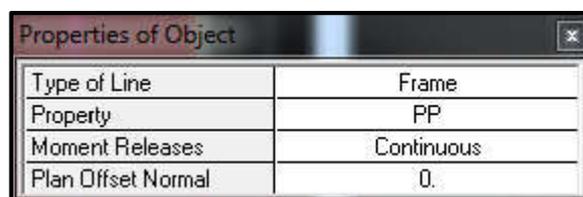


Figure 5.3 : Mise en place de l'élément « Poutre ».

- **Les voiles**

Nous cliquons sur l'icône  (Draw walls) pour créer les voiles, raidisseurs et linteaux. Dans la boite de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** Voile et dans **Drawing Control**, «*Fixed Length*» et nous introduisons la longueur du voile, ensuite on se positionne sur l'axe du

voile et nous sélectionnons le premier point de départ du voile et nous cliquons sur un autre point parallèle à ce dernier pour positionner notre voile.

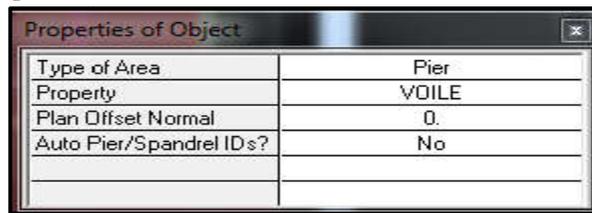


Figure 5.4 : Mise en place de l'élément « Voile ».

- **Les dalles pleines**

Nous cliquons sur l'icône  (Create Areas at click). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** balcon. Ensuite nous nous positionnons sur le rectangle comportant la dalle pleine et nous positionnons la dalle.

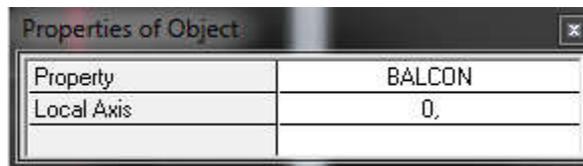


Figure 5.5 : Mise en place de l'élément « Dalle pleine ».

- **Le corps creux**

Nous cliquons sur l'icône  (Create Areas at click). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** PEC. Ensuite nous nous positionnons sur le rectangle comportant le corps creux et nous cliquons gauche pour placer le plancher.

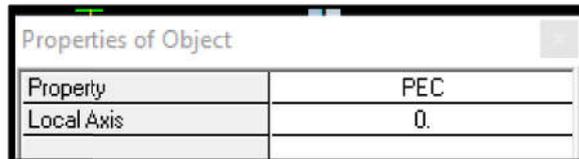


Figure 5.6 : Mise en place de l'élément « Corps creux ».

Après la définition des éléments et la modélisation de ces derniers, nous définissons les appuis et encastrons les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. En se positionnant à la base sur une vue en plan, nous sélectionnons tout et on clique sur l'icône . Dans la fenêtre qui s'affichera nous bloquons toutes les translations et les rotations et on valide la sélection.



Figure 5.7 : Encastrement de la structure.

5.4.3/ Définition de la Masse source

La masse source est la masse revenant à chaque plancher.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure,
- W_{Qi} : charges d'exploitation,
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99/V2003.

Dans notre cas nous avons :

Tableau 5.4 : Coefficient de pondération selon la nature du bâtiment

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,2

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS.

Nous introduisons cela sur *ETABS* comme suit :

Define \Rightarrow **Masse source** \Rightarrow **from loads.**

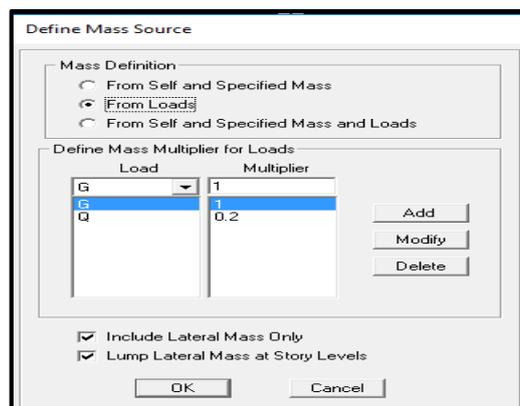


Figure 5.8: Définition de la masse source.

5.4.4/ Chargement des éléments

Nous avons créé des planchers en corps creux, alors pour les charger avec G et Q, nous allons les

sélectionner, ensuite on clique sur l'icône 

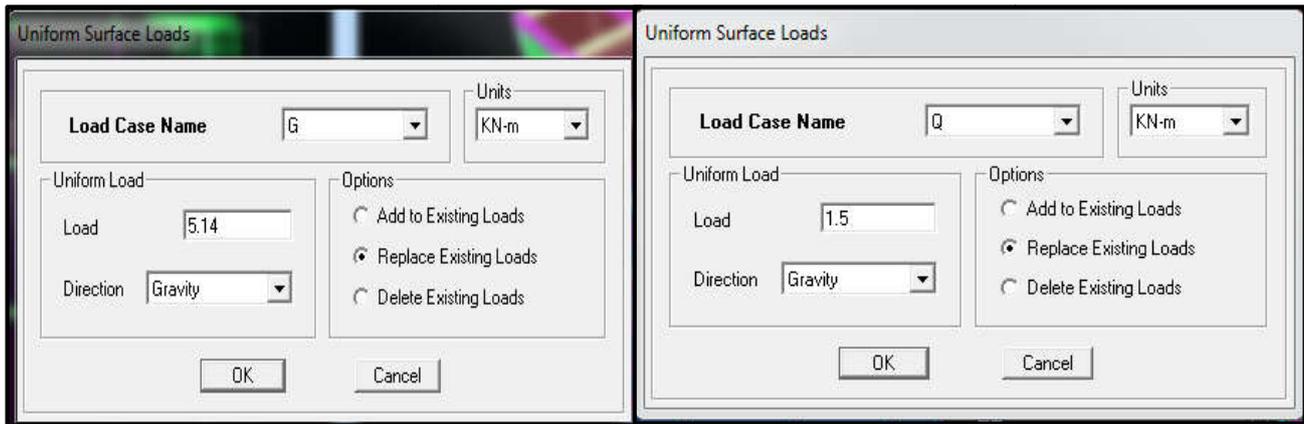


Figure 5.9 : Chargement des planchers avec G et Q.

Nous introduisons les valeurs de G et Q du s-sol, rez de chaussée, des étages courants et de la terrasse que nous avons calculé dans le chapitre du prédimensionnement et nous sélectionnons les planchers à charger.

- **Terrasse**

$$G = 5.78 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

- **Etages courants**

$$G = 5.14 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

- **Balcons**

$$G_{\text{balcon}} = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{balcon}} = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

Pour les poutres secondaires

Assign \Rightarrow **Areas loads** \Rightarrow **Frame/line loads** \Rightarrow **Distributed** \Rightarrow **G**.

Ou bien, nous cliquons sur l'icone 

➤ **Etage courant**

- **Poutres secondaires de rive**

$$G_{\text{EC}} = G \times \frac{0.65}{2} = 5.14 \times 0.325 = 1.6705 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{EC}} = Q \times \frac{0.65}{2} = 1.5 \times 0.325 = 0.4875 \text{ KN/ml}$$

- **Poutres secondaires intermédiaire**

$$G_{\text{EC}} = G \times 0.65 = 5.14 \times 0.65 = 3.341 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{EC}} = Q \times 0.65 = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

➤ **Terrasse**

- **Poutres secondaires de rive**

$$G_{\text{Terrasse}} = G \times \frac{0.65}{2} = 5.78 \times 0.325 = 1.8785 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{Terrasse}} = Q \times \frac{0.65}{2} = 1 \times 0.325 = 0.325 \text{ KN/ml}$$

- **Poutres secondaires intermédiaires**

$$G_{\text{Terrasse}} = G \times 0.65 = 5.78 \times 0.65 = 3.757 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{Terrasse}} = Q \times 0.65 = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

5.4.5/ Diaphragme

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de «Nœuds Maitres». Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par *ETABS*.

On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Define ⇒ **Diaphragms** ⇒ **Add New Diaphragm** ⇒ **DA1** ⇒ **OK**.

Ou bien on clique directement sur l'icône :  **DA1** ⇒ **OK**

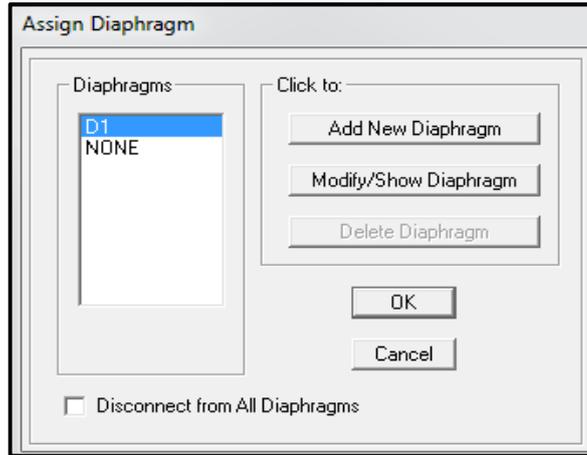


Figure 5.10 : Création du diaphragme.

On sélectionne de la même manière le deuxième étage :

Define ⇒ **Diaphragms** ⇒ **Add New Diaphragm** ⇒ **DA2** ⇒ **OK**

Et ainsi de suite.

Les diaphragmes s'afficheront comme sur la capture ci-après :

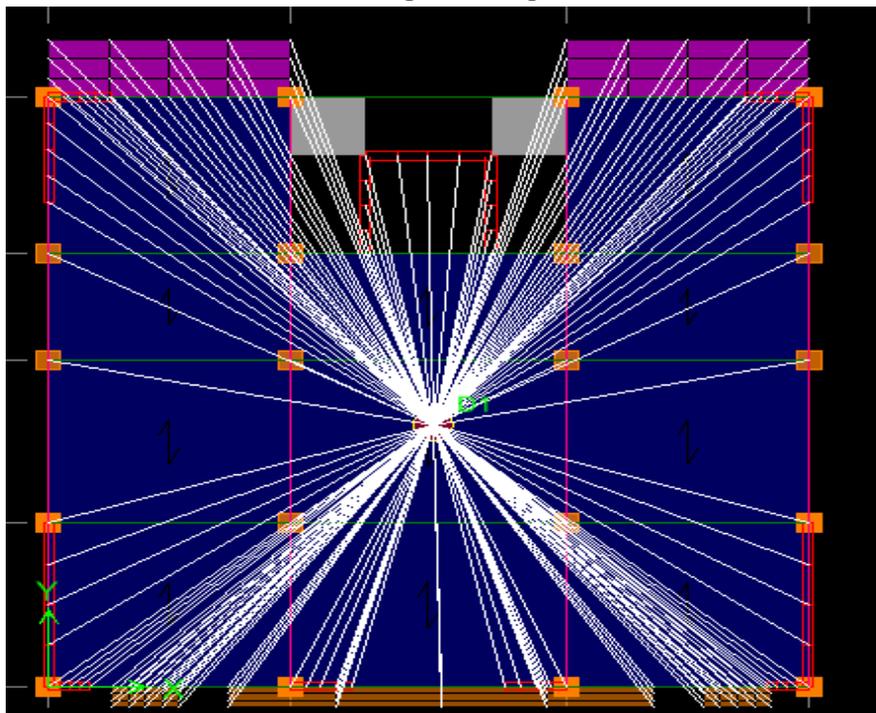


Figure 5.11 : Résultat du diaphragme sur tous les étages.

Nous procédons de la même manière pour les différents étages. Dans notre structure, nous avons dix planchers ce qui nous donne dix diaphragmes.

La structure finale obtenue s'illustre en 3D:

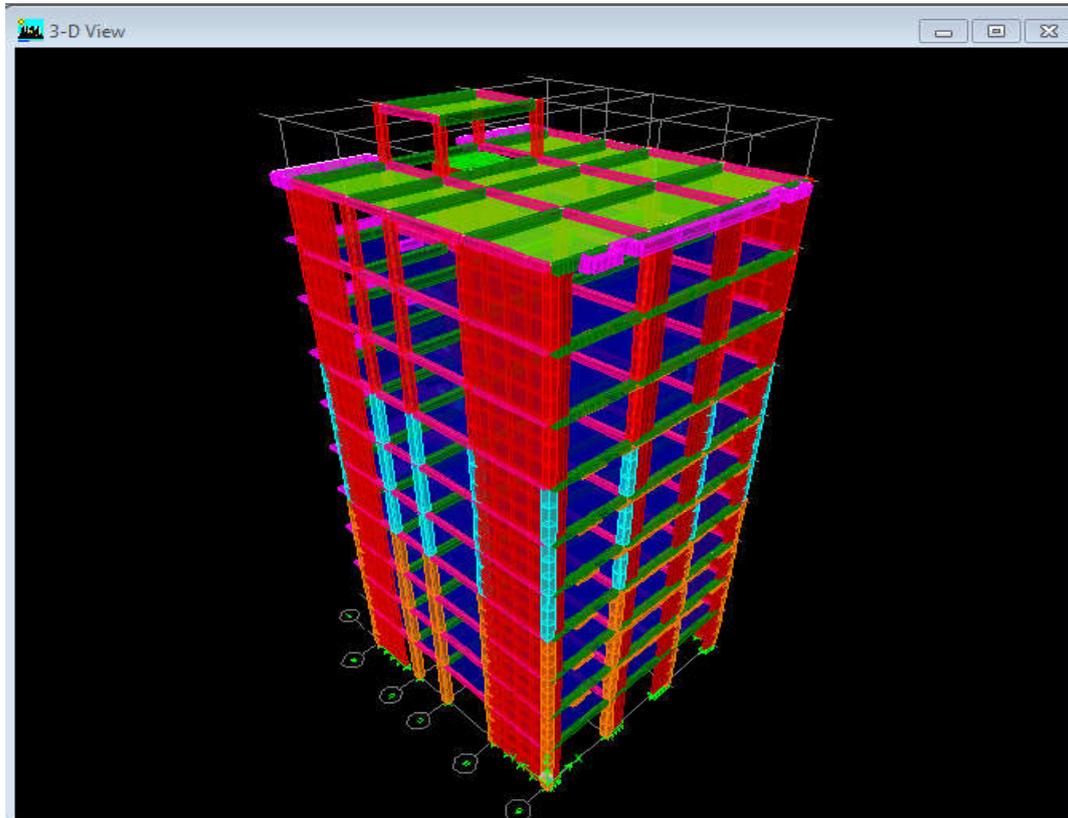


Figure 5.12 : Représentation de la structure finale en 3D

5.5/ Vérifications

Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction, en procédant aux vérifications suivantes

- vérification de l'effort normal réduit,
- vérification de la période,
- translation parfaite au deux premier mode,
- vérification du pourcentage de participation de la masse modale,
- vérification de l'effort tranchant à la base,
- vérification des déplacements relatifs,
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta,
- vérification de l'excentricité.

5.5.1/ Analyse et visualisation des résultats

a. Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse, on se positionne sur \Rightarrow Analyse \Rightarrow Run Analysis

b. Visualisation des résultats

Pour visualiser la déformée de la structure, on clique sur Display \Rightarrow Show Deformed Shape.

5.5.2/ Introduction aux vérifications

a. L'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3.$$

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton,

B_c : aire (section brute) de cette dernière,

f_{cj} : résistance caractéristique du béton,

B_c : section du poteau.

N_d : effort normal max dans les poteaux sous les combinaisons :(0.8G±E et G +Q±E) tiré par les tableaux donnés par Etabs comme suit :

Display ⇒ **Show Tables** ⇒ **ANALYSIS RESULTS** ⇒ **Frame Output** ⇒ **frame forces** ⇒ **Column force**

Les résultats obtenus sont traités sur Excel, comme le montrent les figures qui suivent :

Figure 5.5 : Résultats de l'effort normal réduit.

Story	Column	Load	P
RDC	C7	GQEY MIN	-1500,99
RDC	C7	GQEYM MIN	-1500,99
RDC	C6	GQEY MIN	-1500,6
RDC	C6	GQEYM MIN	-1500,6

Tableau 5.6 : Vérification de l'effort normal réduit selon les zones

Poteaux	$N_d(N)$	$B_c \times f_{c28} (N)$	V	observation
(45x45)	1500990	5062500	0.29649185	CV
(40x40)	983090	4000000	0.2457725	CV
(35x35)	488620	3062500	0.15954938	CV

b. Période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale $T = C_T h_N^{3/4}$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau,

C_T : coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Pour : $h_N = 33.83$ m et $C_T = 0.05$, nous obtenons : $T = 0.05 \times (33.83)^{3/4} = 0.701$ s

Tableau 5.7 : Résultats de la période donnée par ETABS

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,877896	68,7023	0,0019	68,7023	0,0019	5,2448
2	0,763963	0,0025	67,3319	68,7048	67,3338	0,0004
3	0,561308	5,0642	0,0008	73,7691	67,3346	64,3864
4	0,250464	14,3242	0,0001	88,0933	67,3348	0,5616
5	0,169598	0	17,3393	88,0933	84,674	0,0003
6	0,139389	0,3868	0,0004	88,4801	84,6745	15,7048
7	0,132481	0,0011	2,7928	88,4812	87,4673	0,0003

8	0,12435	4,1293	0,0016	92,6105	87,4689	0,01
9	0,119015	1,2947	0,0002	93,9052	87,4691	0,6028
10	0,107362	0,444	0,0001	94,3492	87,4692	1,7846
11	0,073497	2,454	0,0023	96,8032	87,4714	0,0948
12	0,067575	0,0006	6,6759	96,8038	94,1473	0,0019
13	0,05876	0,2421	0,0015	97,0459	94,1488	6,0708
14	0,051222	1,2627	0	98,3086	94,1488	0,1233
15	0,039607	0,0003	3,0388	98,3089	97,1876	0,0004
16	0,038567	0,7651	0,002	99,0741	97,1896	0,002
17	0,035048	0,0427	0,0005	99,1168	97,1901	2,7912
18	0,030726	0,4195	0	99,5363	97,1901	0,0045
19	0,027297	0	1,439	99,5363	98,6291	0
20	0,025772	0,2019	0,0002	99,7382	98,6293	0,0164
21	0,024432	0,0358	0,0001	99,774	98,6294	1,3107
22	0,02262	0,0916	0	99,8656	98,6294	0,0034
23	0,020912	0	0,7012	99,8656	99,3306	0,0001
24	0,020816	0,0362	0	99,9019	99,3307	0,0007
25	0,018816	0,015	0,0001	99,9169	99,3307	0,6594
26	0,017412	0,0002	0,233	99,9171	99,5638	0,0003
27	0,016934	0,0003	0,088	99,9174	99,6517	0,0037
28	0,016835	0,0006	0,0358	99,918	99,6875	0,0001
29	0,015579	0,0059	0,0142	99,9239	99,7017	0,2499
30	0,015405	0,0014	0,0665	99,9253	99,7683	0,0645

$T_{etabs} = 0,877896s < 0,701 \times 1,3 = 0,911 s.$

Nous remarquons aussi deux translations dans les deux premiers modes et une rotation dans le 3^{ème} mode.

a. Vérifications de la somme de la masse modale

Sens X-X : 96,8038 % au 12^{ème} mode

Sens-Y-Y : 94,1473% au 12^{ème} mode

La somme de la masse modale au 11^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, la condition du RPA (Article 4.3.4) est donc vérifiée au 12^{ème} mode.

• **poids total**

Display ⇨ show table select cases/comb ⇨ **POIDS comb** ⇨ **building output** ⇨ **building output** ⇨ **story shear**

Tableau 5.8 : Valeurs du poids des différents étages et du poids total (ETABS)

Story	Load	Loc	P	P _{de chaque etage}
DSM	POIDS	Bottom	241,29	241.29
ETAGE9	POIDS	Bottom	3178,22	2936.93
ETAGE8	POIDS	Bottom	5802,31	2624.09
ETAGE7	POIDS	Bottom	8426,4	2624.09
ETAGE6	POIDS	Bottom	11119,34	2692.94
ETAGE5	POIDS	Bottom	13812,29	2692.95
ETAGE4	POIDS	Bottom	16505,23	2692.94

ETAGE3	POIDS	Bottom	19276,2	2770.97
ETAGE2	POIDS	Bottom	22047,17	2770.97
ETAGE1	POIDS	Bottom	24818,14	2770.97
RDC	POIDS	Bottom	27670,42	2852.28

c. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA 99 modifié 2003, Art 4 .3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_{logiciel} , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} , et ce pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.1 du RPA99 modifié 2003).

$$V_{\text{logiciel}} = V_{\text{mms}} \geq 0.8 V_{\text{mse}}$$

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par **ETABS** comme suit :

❖ Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale

Display \Rightarrow **Show tables** \Rightarrow **building Output** \Rightarrow **Story Shears** \Rightarrow **Cases/combo E_x et E_y**.

Tableau 5.9: Tableau de l'effort tranchant donné par la méthode modale spectrale suivant x.

Story	Load	Loc	VX
DSM	EX	Bottom	25,74
ETAGE9	EX	Bottom	267,66
ETAGE8	EX	Bottom	448,73
ETAGE7	EX	Bottom	600,62
ETAGE6	EX	Bottom	729,91
ETAGE5	EX	Bottom	840,71
ETAGE4	EX	Bottom	935,93
ETAGE3	EX	Bottom	1058,47
ETAGE2	EX	Bottom	1186,76
ETAGE1	EX	Bottom	1237,53
RDC	EX	Bottom	1248,44

Tableau 5.10 : Tableau de l'effort tranchant donné par la méthode modale spectrale suivant y.

Story	Load	Loc	VY
DSM	EY	Bottom	50.24
ETAGE9	EY	Bottom	328.84
ETAGE8	EY	Bottom	526.6
ETAGE7	EY	Bottom	685.14
ETAGE6	EY	Bottom	823.19
ETAGE5	EY	Bottom	942.17
ETAGE4	EY	Bottom	1039.67
ETAGE3	EY	Bottom	1118.48
ETAGE2	EY	Bottom	1182.32
ETAGE1	EY	Bottom	1233.85
RDC	EY	Bottom	1269.44

❖ Effort tranchant donné par la méthode statique équivalente

$$V_{MSE} = \frac{ADQ}{R} W_t$$

Avec : *A= 0.15 (zone II ; groupe d'usage 2)

Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

*D :Facteur d'amplification dynamique moyen ; fonction de la catégorie du site.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta(T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3.0 / T)^{5/3} & T > 3 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T = 0.911 \text{ s}$$

*η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7.5}} = 0.858$$

$$D = 2.5 \times 0.858 \times \left(\frac{0.4}{0.911}\right)^{2/3} = 1.239$$

$$W_t = 27670,42 \text{ KN}$$

$$R = 3.5$$

$$\frac{ADQx}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.239 \times 1.5}{3.5} (27670,42) = 2203.94 \text{ kN}$$

$$\frac{ADQy}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.239 \times 1.5}{3.5} (27670,42) = 2203.94 \text{ kN}$$

Tableau 5.11 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants

	MMS	0.8MSE	Vérification
V _x	2203.94 kN	2203.94 x 0.8 = 1763.152	Condition vérifiée
V _y	2203.94 kN	2203.94 x 0.8 = 1763.152	Condition vérifiée

a. Vérification des déplacements relatifs

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek}: déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement (R= 3.5)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage, à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (RPA 2003/Art 5.10).

Les résultats des déplacements calculés par le logiciel **ETABS** sont donnés sous forme de tableau, comme suit :

Display ⇒ Show tables ⇒ ANALYSIS RESULTS ⇒ Displacement Data ⇒ Diaphragm CM Displacements.

Tableau 5.12 : Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant x.

Story	Diaphragme	Load	δx
DSM	D11	EX	0,0178
ETAGE9	D10	EX	0,0174
ETAGE8	D9	EX	0,0161
ETAGE7	D8	EX	0,0144
ETAGE6	D7	EX	0,0126
ETAGE5	D6	EX	0,0106
ETAGE4	D5	EX	0,0086
ETAGE3	D4	EX	0,0065
ETAGE2	D3	EX	0,0044
ETAGE1	D2	EX	0,0025
RDC	D1	EX	0,001

Figure 5.13 : Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant y.

Story	Diaphragm	Load	δY
DSM	D11	EY	0,0175
ETAGE9	D10	EY	0,0157
ETAGE8	D9	EY	0,0137
ETAGE7	D8	EY	0,0117
ETAGE6	D7	EY	0,0098
ETAGE5	D6	EY	0,0078
ETAGE4	D5	EY	0,0059
ETAGE3	D4	EY	0,0042
ETAGE2	D3	EY	0,0027
ETAGE1	D2	EY	0,0014
RDC	D1	EY	0,0005

Tableau 5.14: Tableau récapitulatif des vérifications

Story	δx	δy	Δ_{kx}	Δ_{ky}	1% he	OBS
DSM	0,0004	0,0018	-0,0009	-0,0002	0.0255	CV
ETAGE9	0,0013	0,002	-0,0004	0	0.0306	CV
ETAGE8	0,0017	0,002	-0,0001	0,0001	0.0306	CV

ETAGE7	0,0018	0,0019	-0,0002	-0,0001	0.0306	CV
ETAGE6	0,002	0,002	0	0,0001	0.0306	CV
ETAGE5	0,002	0,0019	-0.0001	0,0002	0.0306	CV
ETAGE4	0,0021	0,0017	0,0002	0,0004	0.0306	CV
ETAGE3	0,0021	0,0015	0,0002	0,0002	0.0306	CV
ETAGE2	0,0019	0,0013	0,0004	0,0004	0.0306	CV
ETAGE1	0,0015	0,0009	0,0005	0,0004	0.0306	CV
RDC	0,001	0,0005	0,001	0,0005	0.0374	CV

a. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99 modifié 03)

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation, associées au-dessus du niveau « k »,

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k",

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »,

h_k : hauteur de l'étage « k »,

Les effets P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. (Voir Tableau 5.14 et Tableau 5.15)

- Sens : X-X

Tableau 5.15 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ selon le sens X-X

Story	δ_x	Δ_{kx}	P_x	$P_x \times \Delta_x$	V_x	h_e	$V_x \times h_e$	Θ_x	OBS
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN)	(m)	(kN.m)		
DSM	0,0004	-0,0009	241,29	-0,217161	25,74	2,55	65,637	-0,00330852	CV
ETAGE9	0,0013	-0,0004	2936,93	-1,174772	267,66	3,06	819,0396	-0,00143433	CV
ETAGE8	0,0017	-0,0001	2624,09	-0,262409	448,73	3,06	1373,1138	-0,00019111	CV
ETAGE7	0,0018	-0,0002	2624,09	-0,524818	600,62	3,06	1837,8972	-0,00028555	CV
ETAGE6	0,002	0	2692,94	0	729,91	3,06	2233,5246	0	CV
ETAGE5	0,002	-0.0004	2692,95	-0,269295	840,71	3,06	2572,5726	-0,00010468	CV
ETAGE4	0,0021	0	2692,94	0	935,93	3,06	2863,9458	0	CV
ETAGE3	0,0021	0,0002	2770,97	0,554194	1018,47	3,06	3116,5182	0,00017782	CV
ETAGE2	0,0019	0,0004	2770,97	1,108388	1086,76	3,06	3325,4856	0,0003333	CV
ETAGE1	0,0015	0,0005	2770,97	1,385485	1137,53	3,06	3480,8418	0,00039803	CV
RDC	0,001	0,001	2852,28	2,85228	1168,44	3,74	4369,9656	0,0006527	CV

- Sens : Y-Y

Tableau 5.16 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ selon le sens Y-Y

Story	δy	Δ_{ky}	P_y	$P_y \times \Delta y$	V_y	h_e	$V_y \times h_e$	Θ_x	OBS
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN)	(m)	(kN.m)		
DSM	0,0018	-0,0002	241,29	-0,048258	50,24	1,8	90,432	-0,00053364	<i>CV</i>
ETAGE9	0,002	0	2936,93	0	328,84	3,06	1006,2504	0	<i>CV</i>
ETAGE8	0,002	0,0001	2624,09	0,262409	526,6	3,06	1611,396	0,00016285	<i>CV</i>
ETAGE7	0,0019	-0,0001	2624,09	-0,262409	685,14	3,06	2096,5284	-0,00012516	<i>CV</i>
ETAGE6	0,002	0,0001	2692,94	0,269294	823,19	3,06	2518,9614	0,00010691	<i>CV</i>
ETAGE5	0,0019	0,0002	2692,95	0,53859	942,17	3,06	2883,0402	0,00018681	<i>CV</i>
ETAGE4	0,0017	0,0002	2692,94	0,538588	1039,67	3,06	3181,3902	0,00016929	<i>CV</i>
ETAGE3	0,0015	0,0002	2770,97	0,554194	1118,48	3,06	3422,5488	0,00016192	<i>CV</i>
ETAGE2	0,0013	0,0004	2770,97	1,108388	1182,32	3,06	3617,8992	0,00030636	<i>CV</i>
ETAGE1	0,0009	0,0004	2770,97	1,108388	1233,85	3,06	3775,581	0,00029357	<i>CV</i>
RDC	0,0005	0,0005	2852,28	1,42614	1269,44	3,74	4747,7056	0,00030039	<i>CV</i>

a. Vérification de l'excentricité article (4.3.7 du RPA99/2003)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

L : dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

Soit : C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

Nous devons vérifier :

$$\text{Sens XX : } |C_{M_x} - C_{R_x}| \leq 0.05L_y$$

$$\text{Sens YY : } |C_{M_y} - C_{R_y}| \leq 0.05L_x$$

Les centres de masse et les centres de torsion pour les différents étages sont tirés du logiciel ETABS, pour ce faire : **show table** \Rightarrow **building output** \Rightarrow **center Mass Rigidity**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.17 : Vérification de l'excentricité

Story	Diaphragme	XCCM	YCCM	XCR	YCR	XCCM-XCR	YCCM-YCR	5%LX	5%LY	observation
RDC	D1	7,249	7,242	7,236	7,729	0,013	-0,487	0,75	0,835	CV
ETAGE1	D2	7,253	7,37	7,246	7,019	0,007	0,351	0,75	0,835	CV
ETAGE2	D3	7,253	7,37	7,252	7,173	0,001	0,197	0,75	0,835	CV
ETAGE3	D4	7,253	7,369	7,256	7,275	-0,003	0,094	0,75	0,835	CV
ETAGE4	D5	7,253	7,369	7,26	7,339	-0,007	0,03	0,75	0,835	VV
ETAGE5	D6	7,253	7,369	7,263	7,381	-0,01	-0,012	0,75	0,835	CV
ETAGE6	D7	7,254	7,369	7,267	7,407	-0,013	-0,038	0,75	0,835	CV
ETAGE7	D8	7,254	7,368	7,27	7,419	-0,016	-0,051	0,75	0,835	CV
ETAGE8	D9	7,235	7,282	7,272	7,421	-0,037	-0,139	0,75	0,835	CV
ETAGE9	D10	7,255	7,466	7,274	7,397	-0,019	0,069	0,75	0,835	CV
DSM	D11	7,25	12,525	7,253	11,998	-0,003	0,527	0,75	0,835	CV

5.6 Conclusion

D'après les résultats obtenus précédemment, nous pouvons conclure que toutes les conditions énumérées ci-dessous sont vérifiées :

- condition de l'effort normal réduit,
- vérification de la période,
- condition de la translation au deux premiers modes et rotation au 3^{ème} mode,
- condition du pourcentage de participation de la masse modale,
- condition de l'effort tranchant à la base,
- condition des déplacements relatifs,
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta,
- condition de l'excentricité.

Nous pouvons donc passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

6.1/ Ferrailage des poteaux

Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU, en précédant à des vérifications à l'ELS. Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS
- $G+Q+E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, on est amené à étudier les cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Et la section entièrement tendus (SET).

6.1.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

6.1.1.1. Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II_a)
 - Poteaux (45×45) : $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,20 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (40×40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (35×35) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,80 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$ (en zone II_a)
 - Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal en zone courante sera $3\% \times b \times h$ (en zone II_a)
 - Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,03 \times 45 \times 45 = 60,76 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0,03 \times 40 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,03 \times 35 \times 35 = 36,75 \text{ cm}^2$
- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$ en zone II_a
- La distance entre les barres longitudinales dans une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone II_a.
 - Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

6.1.1.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourent les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \left\{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \right\} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99 version 2003 :

$$S_t \leq \min \left\{ 10 \Phi_t, 15 \text{ cm} \right\} \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

6.1.1.3. Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec : V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

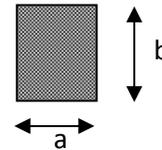
ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

✓ **Calcul d'élancement :(élancement géométrique)**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec : λ_g élancement géométrique.

a et **b** : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

✓ **Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)**

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

6.1.2. Exposé de la méthode de calcul :

Pour la détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter :

6.1.2.1 .Calcul des armatures à l'ELU :

La section est partiellement comprimée si « **N** » et « **M** » vérifient la relation :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{DAVIDOVICI P87.}$$

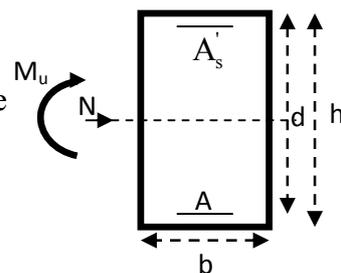
6.1.2.2. Section partiellement comprimée (SPC) :

a) Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée si le centre « **C** » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$



Si le centre de pression « **C** » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} .$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

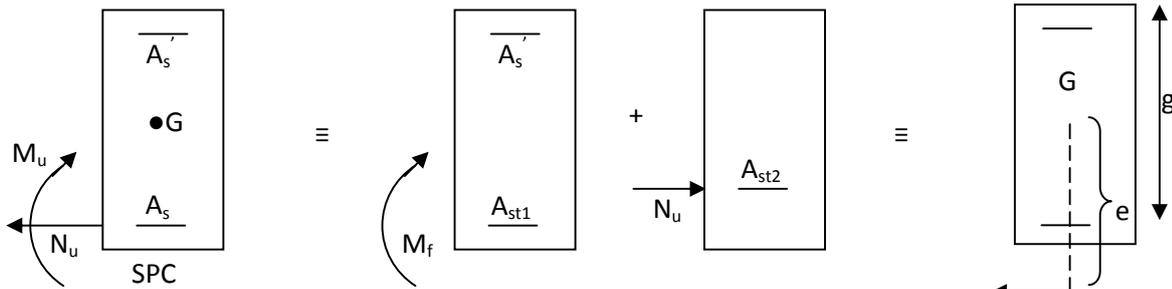
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcule:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

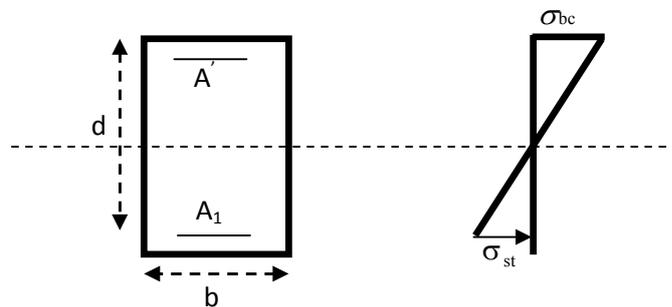
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.



6.1.2.3. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

➤ **1^{er} cas :**

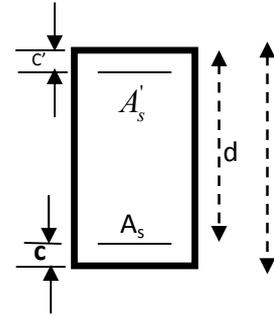
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5 h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$



➤ **2^{ème} cas :**

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 < N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

6.1.3. Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux b, il y a lieu de vérifier :

6.1.3.1. Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Etat limite de compression du béton :

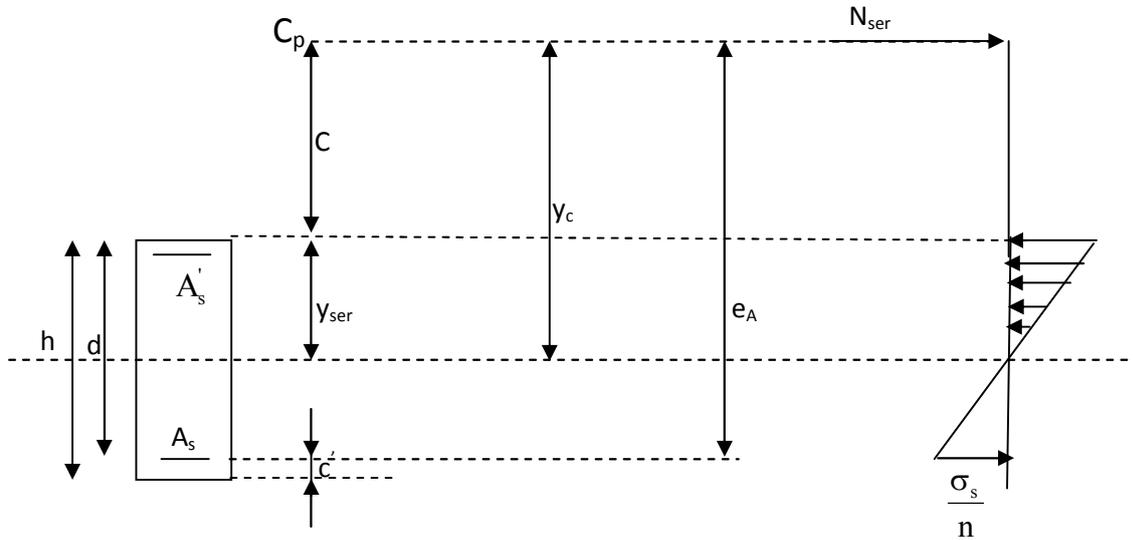
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

❖ **Section partiellement comprimée :**



Position de centre de pression

Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression « C_p » comptée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Avec : e_A à le signe de N_{ser} .

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

Si $N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$

On pose : $y_{ser} = y_c + C_p$, $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que « y_c » est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcule : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcule alors : $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après , on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

- 1) $y_c = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right)$.
- 2) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$.
- 3) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 \left(\sqrt{\Delta} - a \right)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}$$

6.1.3.2. Calcul des contraintes :

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H₂ : le béton tendu est négligé.

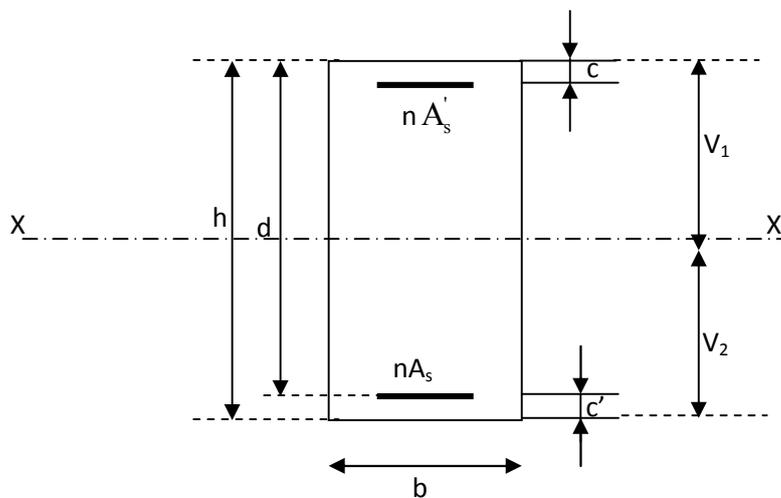
H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s \quad , \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

D'après le BAEL, elles permettent d'appliquer les formules de la résistance des matériaux pour établir les corps homogénéisés.

6.1.3.3. Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène est obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = Ky_{ser}, \sigma_s = nK(d - y_{ser})$ avec $n = 15$.

Il faut vérifier : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$, si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ Section entièrement comprimée :

La section total homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - C')^2 - A'_s(V_1 - C')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

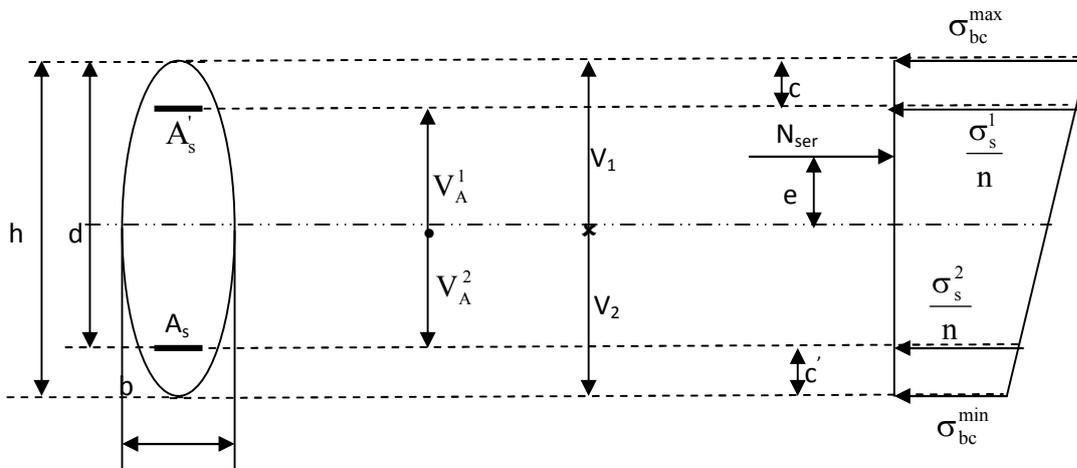
$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



6.1.4. Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait par des calculs. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.1.:Ferrailage des poteaux a l'ELU et les combinaisons sismiques selon le sens X-X

niv	Section (cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN, m)	(h/2-c)	Observation	AS Inf (cm ²)	AS Sup (cm ²)
Zone I	45*45	N _{max} =-2286.07	M _{cor} =-0.186	0.195	SEC	0	0
		N _{min} = -666.5	M _{cor} = 0.75	0.195	SET	8.38	8.28
		N _{cor} =127.33	M _{max} = 40.288	0.195	SPT	0	8.39
Zone II	40*40	N _{max} = -170.63	M _{cor} =1.535	0.170	SET	2.25	2.02
		N _{min} =1322.36	M _{cor} =-4.14	0.170	SEC	0	0
		N _{cor} =82.82	M _{max} =43.269	0.170	SPT	0	6.36
Zone III	35*35	N _{max} = -116.77	M _{cor} =3.919	0.145	SET	1.80	1.12
		N _{min} =653.23	M _{cor} =-5.956	0.145	SEC	0	0
		N _{cor} =35.12	M _{max} =41.623	0.145	SPT	2.89	0

Tableau 6.2.:Ferrailage des poteaux a l'ELU et les combinaisons sismiques selon le sens Y-Y

niv	Secion (cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN,m)	(h/2-c)	Observation	AS Inf (cm ²)	AS Sup (cm ²)
Zone I	45*45	N _{max} =2286.07	M _{cor} =3.815	0.195	SEC	0	0
		N _{min} = -666.5	M _{cor} = 0.689	0.195	SET	8.38	8.29
		N _{cor} =202.56	M _{max} = 56.683	0.195	SPT	0.84	0
Zone II	40*40	N _{max} = -170.63	M _{cor} =-3.058	0.170	SET	1.91	2.36
		N _{min} =1322.36	M _{cor} =20.095	0.170	SEC	0	0
		N _{cor} =166.44	M _{max} =50.506	0.170	SPT	0	12.78
Zone III	35*35	N _{max} = -116.77	M _{cor} =8.662	0.145	SET	2.21	0.71
		N _{min} =653.23	M _{cor} =22.496	0.145	SEC	0	0
		N _{cor} =75.763	M _{max} =50.064	0.145	SPT	3.63	0

Tableau 6.3 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix de A
Rdc (1 ^{ème} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème})	Zone I (45 × 45)	16.2	17.06	4HA20+4HA12
(4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}) étages	Zone II (40 × 40)	12.8	12.56	4HA16+4HA12
(7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}) étages.	Zone III (35×35)	9.8	10.67	4HA14+4HA12

Conclusion :

On a opté pour le ferrailage suivant :

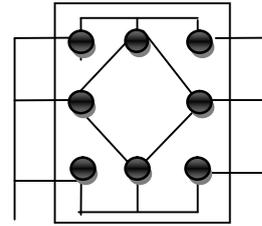
✓ **Poteaux (45 x 45) : 4 HA20 + 4 HA 12**

La section totale de :

$$4HA20 + 4 HA 16 = 17.06 \text{ cm}^2$$

est supérieure à la section minimale exigée par le RPA ($A_{s \text{ min}} = 16.20 \text{ cm}^2$)

$$As_2 = 2HA20 + 1HA12$$



$$As_2 = 2HA20 + 1HA12$$

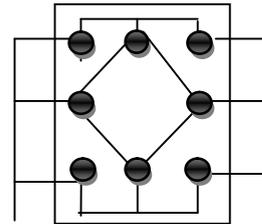
$$As_3 = 2HA20 + 1HA12$$

Poteaux (40 x 40) : 4HA 16+4HA12

La section totale de 4HA16+4HA14 = 12.56 cm²

est supérieure à la section minimale exigée par le RPA ($A_{s \text{ min}} = 12.80 \text{ cm}^2$)

$$As_2 = 2HA16 + 1HA12$$



$$As_2 = 2HA16 + 1HA12$$

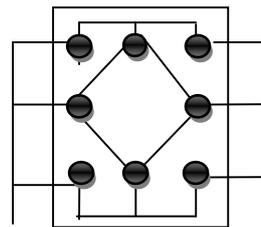
$$As_3 = 2HA16 + 1HA12$$

Poteaux (35 x 35) : 4HA 14+4HA12

La section totale de 4HA 14+4HA12 = 10.67 cm²

est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ($A_{s \text{ min}} = 9.80 \text{ cm}^2$)

$$As_2 = 2HA14 + 1HA12$$



$$As_2 = 2HA14 + 1HA12$$

$$As_3 = 2HA14 + 1HA12$$

6.1.5. Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles,

Contrainte admissible de l'acier :

$$\bar{\sigma}_{st} : 348 \text{ MPa (contrainte admissible de l'acier)}$$

$$\bar{\sigma}_b : 15 \text{ MPa (contrainte admissible du béton)}$$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions.

Remarque

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant :

Sections	Sollicitations	N _s (kN)	M _s (kN.m)	e (m)	Nature	Béton				Acier			
						σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	σ (MPa)	CV	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	σ (MPa)	CV
45 × 45	N _{max} - M _{cor}	226.46	-0.725	0.003	SEC	0.8	0.9	15	✓	12.5	13.5	348	✓
	N _{min} - M _{cor}	166.35	-0.135	0.0008	SEC	0,6	0,6	15	✓	9,4	9.5	348	✓
	M _{3max} - N _{cor}	946.69	9.71	0.010	SEC	4	3.2	15	✓	58.74	48.8	348	✓
40 × 40	N _{max} - M _{cor}	98.71	0.19	0.001	SEC	0.5	0.5	15	✓	7.5	7.2	348	✓
	N _{min} - M _{cor}	960.69	-3.005	0.003	SEC	4.6	4.9	15	✓	68.9	73.4	348	✓
	M _{3max} - N _{cor}	531.98	13.651	0.025	SEC	3.4	1.8	15	✓	49.7	29	348	✓
35 × 35	N _{max} - M _{cor}	-20.18	0.17	0.008	SET	0	0	15	✓	-8.9	-10	348	✓
	N _{min} - M _{cor}	475.12	-4.325	0.009	SEC	2.7	3.5	15	✓	41.2	51	348	✓
	M _{3max} - N _{cor}	137.57	16.56	0.120	SPC	2.5	0	15	✓	33	-9.2	348	✓

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

6.1.6. Recommandations et exigences du RPA99 :

6.1.6.1 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées d'une manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

6.1.6.2 Diamètre des aciers :

D'après le (BAEL 91) le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm.}$$

- Ils seront à haute adhérence, diamètre $\Phi_t = 10 \text{ mm}$.
- Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\Phi 10$ ($A_t = 3.14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$)

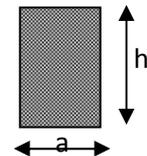
6.1.6.3. Espacement des diamètres: (BAEL91/Art8.13)

$$S_t \leq \min(15 \Phi_L^{\min} , 40 \text{ cm} , a + 10 \text{ cm}) = \min(15 \times 1,2 . 40 \text{ cm} , 35 + 10 \text{ cm}) .$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm.}$$

Avec: **a** : Le plus petit des côtés pour les poteaux.

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$



6.1.6.4. Recommandations du l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :

a) En zone nodale :

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min} , 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,2 , 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm.}$$

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 18 \text{ cm.}$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

→ En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm.}$

→ En zone courante $S_t = 15 \text{ cm.}$

6.1.6.5. Vérification de la quantité d'armatures transversale : (RPA99/Art7.4.22).

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau. $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

l_0 : hauteur libre du poteau.

NIV	La zone	a	H	h _p	h ₀	l _f	λ _g	%	St	A _t (cm ²)	A _{t min} (cm ²)	OB S
RDC	Zone nodale	0,45	3.74	0,40	3.34	2.36	5.2	0.003	10	3.92	1.35	CV
	Zone courante	0,45	3.74	0,40	3.34	2.36	5.2	0.003	15	3.92	2.03	CV
Etage 1 et 2 et 3	Zone nodale	0,45	3.06	0,40	2.66	1.88	4.2	0.005	10	3.92	2.25	CV
	Zone courante	0,45	3.06	0,40	2.66	1.88	4.2	0,005	15	3.92	3.37	CV
Etage 4 et 5 et 6	Zone nodale	0,40	3.06	0,40	2.66	1.88	4.7	0,0037	10	3.92	1.48	CV
	Zone courante	0,40	3.06	0,40	2.66	1.88	4.7	0,0037	15	3.92	2.22	CV
Etage 7 et 8 et 9	Zone nodale	0,35	3.06	0,40	2.66	1.88	5.4	0,003	10	3.92	1.05	CV
	Zone courante	0,35	3.06	0,40	2.66	1.88	5.4	0,003	15	3.92	1.57	CV

6.1.6.6. Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1MPa$$

Avec : $f_{c28}=25MPa$.

Et

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

6.1.7. Armatures transversales et vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.22)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_e f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_e : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il

est pris égal à 2.50 si l'élançement géométrique λ_g dans la section considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales.

niv	V_u	b	d	H	H_{poutre}	h_0	l_f	λg	ρ_b	τ_b	$\square_b adm$	Cond
RDC	77.24	0.45	0.42	4.08	0.40	3.34	2.36	5.2	0.075	0.41	1.88	CV
Etage1 et 2 et 3	119.83	0.45	0.42	2.88	0.40	2.66	1.88	4.2	0.04	0.63	1	CV
Etage 4 et 5 et 6	124.59	0.40	0.37	2.88	0.40	2.66	1.88	4.7	0.04	0.84	1	CV
Etage 7 et 8 et 9	95.12	0.35	0.32	2.88	0.40	2.66	1.88	5.4	0.075	0.84	1.88	CV

6.1.8. Longueur de recouvrement :(BAEL91/Art6.122)

$$L_R = 40 \Phi \quad (\text{FeE400}, \Psi_s \geq 1,5)$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$$

6.1.9. Longueur de scellement BAEL91 : Art A.6.1, 23

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

6.2/ Ferrailage des poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU avec les sollicitations les plus défavorables.

Déterminées par les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{array} \right. \Longrightarrow \text{RPA99 modifié 2003}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q, \text{ à l'ELU.} \\ G+Q, \text{ à l'ELS.} \end{array} \right. \Longrightarrow \text{BAEL91 modifié 99}$$

6.2.1/ Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

a. Armatures longitudinales (RPA 99 art 7.5.21)

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$.

- Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$$

- Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de $(4\% b \times h)$ en zone courante et de $(6\% b \times h)$ en zone de recouvrement.

- Poutres principales :

$$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

- Poutre secondaire :

$$A_{\max} = 0.04 \times 20 \times 30 = 24 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 20 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b. Armatures transversales

La quantité minimale des armatures transversales est de

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$- S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\Phi \right\} \text{ en zone nodale.}$$

Avec : Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales .

$$- S_t = \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

6.2.2/ Calcul des armatures à l'ELU

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et en appuis comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}$$

Avec

M_u : moment de flexion supporté par la section,

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\theta = 1,$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (Situation courante)}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta} = 18.48 \text{ MPa.}$$

$$\theta = 1,$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ (Situation accidentelle)}$$

Pour les feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

• **1^{er} cas**

$\mu \leq \mu_1$, alors la section est simplement armée (SSA) (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

A_{st} : Section d'acier tendue,

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues,

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa, } \gamma_b = 1.15 \text{ (situation courante)}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa, } \gamma_b = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

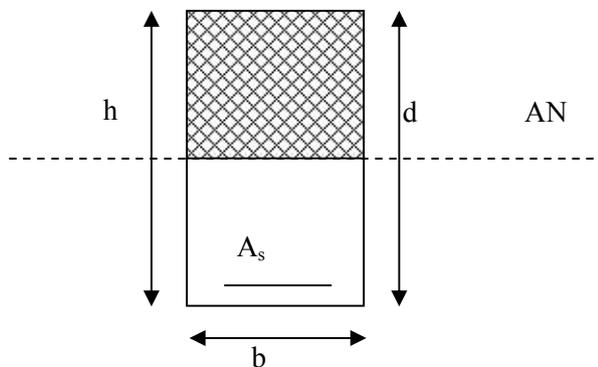


Figure 6.1 : Section rectangulaire simplement armée.

• 2^{ème} cas

$\mu > \mu_1$, la section est doublement armée (SDA), la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

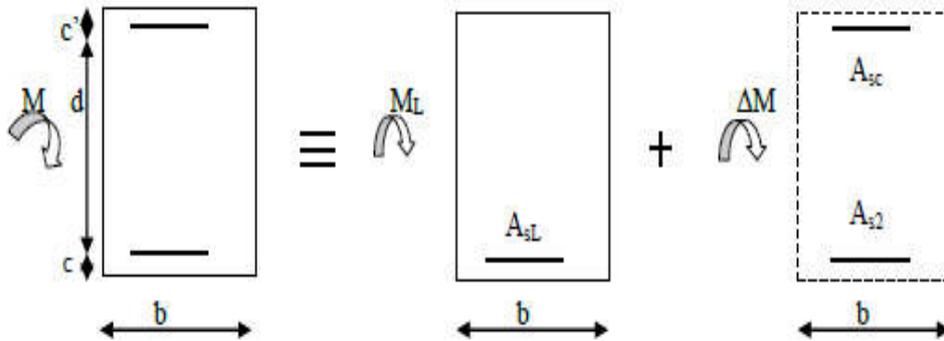


Figure 6.2: Section rectangulaire doublement armée

On calcule :

$$M_L = \mu_1 b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_L$$

avec

M_L : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues : $A_s = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$
- Armatures comprimées : $A_s' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$
- $A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d$

1) Ferrillage des poutres principales

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

a. Armatures en travées

Zone I : RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}

Zone II : (4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}) étage.

Zone III : (7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}) étage.

Tableau 6.4 : Section des armatures des poutres principales en travées à L'ELU :

Niveaux	M_{max} (KN.m)	μ	Obs.	β	A_s calculée (cm ²)	A_{min} CNF (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
Zone I	91.706	0.144	SSA	0.922	6.72	1.11	5.00	3HA14+3HA12	8.01
Zone II	73.292	0.115	SSA	0.939	5.27	1.11	5.00	3HA14+3HA12	8.01
Zone III	56.43	0.089	SSA	0.954	3.99	1.11	5.00	3HA14	4.66

b. Armatures aux appuis :

Tableau 6.5 : Section des armatures des poutres principales aux appuis à L'ELU :

Niveaux	M_{max} (KN.m)	μ	Obs.	β	A_s calculée (cm ²)	A_{min} CNF (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
Zone I	111.646	0.176	SSA	0.902	8.36	1.11	5.00	6HA14	9.24
Zone II	101.143	0.159	SSA	0.914	7.47	1.11	5.00	6HA14	9.24
Zone III	73.954	0.116	SSA	0.938	5.32	1.11	5.00	3HA16	6.02

2) Ferrailage des poutres secondaires :

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux qui suivent :

a. Armatures en travées :

Tableau 6.6: Section des armatures des poutres secondaires en travée à L'ELU :

Niveaux	M_{max} (KN.m)	μ	Obs.	β	A_s calculée (cm ²)	A_{min} CNF (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
Zone I	35.196	0.130	SSA	0.930	3.50	0.68	3.00	3HA14	4.62
Zone II	33.741	0.125	SSA	0.934	3.34	0.68	3.00	3HA12	3.39
Zone III	17.363	0.064	SSA	0.967	1.66	0.68	3.00	3HA10	2.35

b. Armatures aux appuis :

Tableau 6.7: Section des armatures des poutres secondaires aux appuis à L'ELU :

Niveaux	M_{max} (KN.m)	μ	Obs.	β	A_s calculée (cm ²)	A_{min} CNF (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
Zone I	55.423	0.205	SSA	0.884	5.80	0.68	3.00	3HA16	6.03
Zone II	54.532	0.202	SSA	0.886	5.69	0.68	3.00	3HA16	6.03
Zone III	26.356	0.097	SSA	0.949	2.57	0.68	3.00	3HA12	3.39

6.2.3/ Vérification à l'ELU

a. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91, mod 99/Art A.4.2.1)

$$A_{min,calculés} < A_s.$$

- **Poutres principales (25*40)**

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.1}{400} 25 \times 37$$

$$A_{min} = 1.11 \text{ cm}^2$$

$A_{min, calculés} < A_s$, donc la condition est vérifiée

- **Poutre secondaires (20*30)**

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.1}{400} 20 \times 27$$

$$A_{min} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$A_{min,calculés} < A_s$, donc la condition est vérifiée

b. Vérification de l'effort tranchant (BAEL91, mod 99/Art A.5.1.21)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$$

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

- **Pour les poutres transversales**

$$T_u^{max} = 97.19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{97.19 \times 1000}{250 \times 370} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

– Pour les poutres longitudinales

$$T_u^{\max} = 42.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{42.18 \times 1000}{200 \times 270} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (BAEL91, mod 99/ Art A.5.1.32)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \cdot b \cdot 0.9 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

– Pour les poutres transversales

$$T_u = 97.19 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = 0.4 \cdot b \cdot 0.9 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.37 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 555 \text{ KN}$$

$$T_u = 97.19 \text{ KN} < \bar{T}_u = 555 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– Pour les poutres longitudinales

$$T_u = 42.18 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = 0.4 \cdot b \cdot 0.9 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.20 \times 0.9 \times 0.27 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 324 \text{ KN}$$

$$T_u = 42.18 \text{ KN} < \bar{T}_u = 324 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d. Influence de l'effort T_u sur les armatures

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Si $\left(v_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0$ la vérification n'est pas nécessaire.

$$\text{Pour les poutres principales : } V_u + \frac{M_u}{0.9d} = 97.19 - \frac{111.646}{0.9 \times 0.37} = -238.08 < 0$$

$$\text{Pour les poutres secondaires : } T_u + \frac{M_u}{0.9d} = 42.18 - \frac{55.423}{0.9 \times 0.27} = -185.89 < 0$$

La condition est vérifiée donc aucune vérification n'est nécessaire.

e. Vérification de l'adhérence aux appuis (Article A.6.1.3 du BAEL91, modifié 99)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

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

$\sum U_i = n \pi \phi$.

n : Nombre e barres.

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

Ψ_s : Coefficient de scellement égale à 1.5

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

– Pour les poutres transversales

$$\sum U_i = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 97.19 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{97.19 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 226.08} = 1.29 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

– Pour les poutres longitudinales

$$\sum U_i = 6 \times 3.14 \times 10 = 188.40 \text{ mm}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 42.18 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{42.18 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 188.40} = 0.92 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

f. Calcul de la longueur de scellement des barres (BAEL91, mod 99/Art A.6.1. 23)

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa.}$$

Pour les HA12 : $l_s = 45.00 \text{ cm.}$

Pour les HA14 : $l_s = 50.00 \text{ cm.}$

Pour les HA16 : $l_s = 60.00 \text{ cm.}$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A

Pour les HA12 : $l_c = 18.00 \text{ cm.}$

Pour les HA14 : $l_c = 20.00 \text{ cm.}$

Pour les HA16 : $l_c = 25.00 \text{ cm.}$

• Calcul des armatures transversales

a. Poutres principales

D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12), le diamètre des armatures transversales est:

$$\Phi \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \Phi 1, \frac{b}{10} \right) = \text{Min} \left(\frac{400}{35}, \Phi 1, \frac{250}{10} \right) = \text{min} (11.4, 10, 25)$$

Φ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.
Soit : un cadre et un étrier, $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Calcul des espacements

➤ **Zone nodale (appuis)**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{L_{\max}}\right) = \left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.6\right) \leq \min(10; 19.2) = 10 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

b. Poutres secondaires

$$\Phi \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}, \Phi 1, \frac{b}{10}\right) = \text{Min}\left(\frac{300}{35}, \Phi 1, \frac{200}{10}\right) = \min(8.57, 12, 20)$$

Φ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit : un cadre et un étrier, $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul des espacements

➤ **Zone nodale (appuis)**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{L_{\max}}\right) = \left(\frac{30}{4}, 12 \times 1.4\right) \leq \min(7.5; 16.8) = 7.5 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 8 \text{ cm}$

➤ **Zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **La quantité d'armatures transversales** (Art 7.5.2.2 RPA99/version 2003)

Poutres principales

En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires

En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 8 \times 20 = 0.48 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 10 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2$

6.2.4/ Vérification à l'ELS

a. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres est considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd}$$

A_s : armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

1) Vérification du ferrailage des poutres principales :

Les vérifications sont illustrées dans les tableaux 6.13, 6.14 qui suivent :

Tableau 6.8: Vérification des sections d'armatures des poutres principales en travées :

Niveaux	M_{smax} (KN.m)	A adopté	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
Zone I	34.994	8.01	0.865	0.868	22.88	136.0315	5.9454	15	vérifiée
Zone II	36.347	8.01	0.865	0.868	22.88	141.2910	6.1753	15	vérifiée
Zone III	38.252	8.01	0.865	0.868	22.88	148.6963	6.4989	15	vérifiée

Tableau 6.9: Vérification des sections d'armatures des poutres principales aux appuis :

Niveaux	M_{smax} (KN.m)	A adopté	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
Zone I	50.678	8.64	0.934	0.864	21.76	183.4806	8.43201	15	vérifiée
Zone II	56.364	8.64	0.934	0.864	21.76	204.0669	9.37807	15	vérifiée
Zone III	61.869	8.64	0.934	0.864	21.76	223.9978	10.29401	15	vérifiée

2) Vérification du ferrailage des poutres secondaires :

Les vérifications sont illustrées dans les tableaux 6.15, 6.16 qui suivent :

Tableau 6.10: Vérification des sections d'armatures des poutres secondaires en travées :

Niveaux	M_{smax} (KN.m)	A adopté	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
Zone I	4.01	5.74	1.0629	0.857	19.96	30.19172	1.512611	15	vérifiée
Zone II	12.254	5.74	1.0629	0.857	19.96	92.26168	4.622329	15	vérifiée
Zone III	16.029	5.74	1.0629	0.857	19.96	120.68407	6.046296	15	vérifiée

Tableau 6.11: Vérification des sections d'armatures des poutres secondaires aux appuis :

Niveaux	M_{smax} (KN.m)	A adopté	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
Zone I	7.625	6.97	1.2907	0.847	17.68	47.836554	2.705687	15	vérifiée
Zone II	16.48	6.97	1.2907	0.847	17.68	103.38969	5.847833	15	vérifiée
Zone III	21.044	6.97	1.2907	0.847	17.68	132.02261	7.467342	15	vérifiée

c. Etat limite de déformation

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

D'après les règles du BAEL91 modifié99, nous disposons du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : la portée entre nus d'appuis.

- Sens longitudinale :

Dans notre cas la flèche est donnée par l'ETABS $\Rightarrow f = 0.0493$ cm

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

$0.0493 \text{ cm} < 1 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- Sens transversale :

Dans notre cas la flèche est donnée par l'ETABS $\Rightarrow f = 0.0181$ cm

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

$0.0181 \text{ cm} < 0.88 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

6.3/ Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et a des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en **flexion composée** sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrillons nos voiles par zones :

- Zone 1 : RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.
- Zone 2 : 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.
- Zone 3 : 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage.

6.3.1/ Combinaisons d'action

Les combinaisons d'action sismique et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous

1. Selon le RPA99 modifié 2003

$$\begin{cases} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{cases}$$

2. Selon le BAEL91 modifié 1999

$$\begin{cases} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{cases}$$

6.3.2/ Etude des voiles

1) Calcul des contraintes

Pour calculer et ferrailer les trumeaux nous allons utiliser la méthode de RDM, qui consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables.

Le calcul des contraintes maximum et minimum sera fait grâce aux formules (6.48) et (6.49).

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec

B : section du voile,

$$B = e \times L$$

I : inertie du voile,

N : effort normal du voile,

V et V' : bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$).

Les valeurs de σ_{max} et σ_{min} les plus défavorables seront relevées directement du fichier résultats donné par le logiciel ETABS.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) est donné par la formule du (RPA 99, Art 7.7.4):

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3} \right\}$$

avec h_e : hauteur d'étage,

L_c : longueur de la zone comprimée,

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L_t : longueur de la zone tendue,

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

-Section entièrement comprimée (S.E.C)

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile.

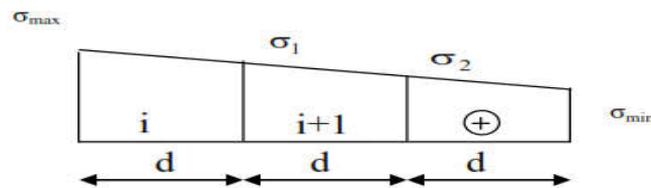


Figure 6.3: Diagramme d'une section entièrement comprimée.

- Section entièrement tendue (S.E.T)

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times L \times e$$

L : longueur du voile.

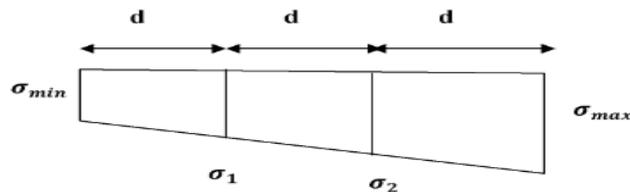


Figure 6.4: Diagramme d'une section entièrement tendue.

- Section partiellement comprimée (S.P.C)

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

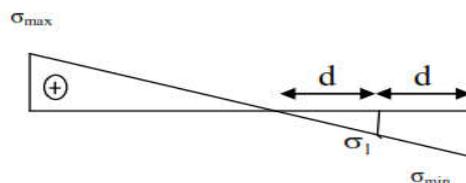


Figure 6.5 : Diagramme d'une section partiellement comprimée.

2) Calcul des armatures

a) Armatures verticales

- **Section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : Section du tronçon considéré,

$$B = d \times e$$

f_{bc} : contrainte ultime à la compression du béton égale à 14.2 MPa,

σ_s : contrainte de l'acier :

- en situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa et $f_{bc} = 18.48$ MPa,
- en situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa et $f_{bc} = 14.20$ MPa.

- **Section entièrement tendue ou partiellement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : contrainte de l'acier.

- en situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa,
- en situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa.

b) Armatures horizontales

- **Exigences du RPA99, modifié 2003 (Art 7.7.4.1)**

- Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ .
- $A_H \geq 0.15\% B$.
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Selon le BAEL 91 modifiée 99 (Art A.8.2.4)**

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

B: section du béton,

A_v : section d'armatures verticales.

N.B : Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

c) Armatures minimales

- **Section entièrement comprimée**

D'après le BAEL91 (Art A.8.1, 21)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

donc $0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$

- **Section partiellement comprimée**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

- **Condition de non fragilité** (BAEL91 version 99/Art A.4.2.1)

Le % minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2%** de la section horizontale du béton tendue.

- **Exigences du RPA99 modifié 2003**

Le % minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- **0.15 %** dans la section du voile,
- **0.1 %** en zone courante.

d) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après le **RPA99 modifié 2003 (Art 7.7.4.3)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingles au mètre carré.

e) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec

$$V = 1.4 \bar{V}_u$$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

La section d'armatures de coutures trouvées doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer l'effort de traction dus au moment du renversement.

f) Armatures des potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu qui est équivalent à **4HA10 (selon le RPA 99/version 2003)**.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g) Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- **40 ϕ** : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.
- **20 ϕ** : pour les barres situées dans les zones comprimées.

h) Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (excepté les armatures des potelets) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Les voiles de la structure ont une épaisseur de **20 cm**

$$\Phi_{\max} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm.}$$

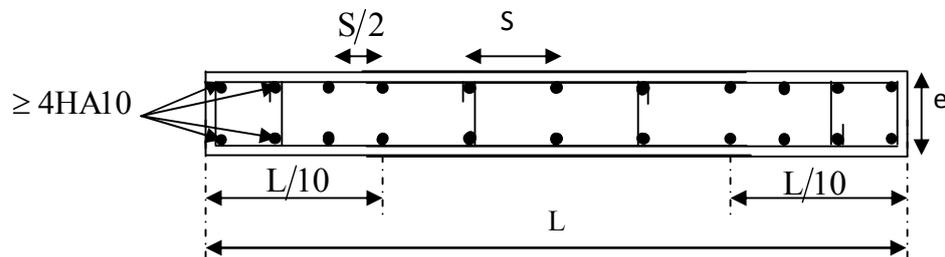


Figure 6.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

i) Espacement

Selon le **RPA99 modifié 2003 (Art 7.7.4.3)**, l'espacement des armatures horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{ 1.5 e; 30 \text{ cm} \}$$

Dans notre cas $S_t \leq \min (1.5 \cdot 20 = 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$.

3) Vérifications

a. Vérification de la contrainte au cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

➤ Selon le **RPA 99/ version 2003**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

Avec :

e : épaisseur du voile,

d : hauteur utile ($d = 0.9h$),

h : hauteur total de la section brute (longueur du voile).

➤ Selon le **BAEL 91/modifiée 99**

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

avec e : épaisseur du voile.

b. Vérifications à L'ELS

Pour cette étape nous vérifions que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

avec : N_s : donné par l'ETABS,

B : section du béton,

A = A_v : section d'armatures adoptées.

6.3.3/ Exemple de calcul

1) Calcul des sollicitations

Nous prenons en considération le Voile VL1 de la zone I (représenté dans le plan).

La combinaison G+Q+E et l'ELU nous donne les résultats suivants :

$$\sigma_{\max} = 10710.49 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -7633.83 \text{ kN/m}^2.$$

Avec:

$$L = 0.8 \text{ m}, e = 0.2 \text{ m}, h_e = 3.74 \text{ m}, B = 0.16 \text{ m}^2, I = 0.0085 \text{ m}^4$$

Le voile est partiellement comprimé.

➤ Calcul de L_c et L_t

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{10710.49}{10710.49 + 7633.83} \times 0.80 = 0.47 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 0.8 - 0.47 = 0.33 \text{ m}$$

Calcul de d :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} = \min \left\{ \frac{3.74}{2}; \frac{2 \times 0.47}{3} \right\} = \min (1.87; 0.31)$$

$$d = 0.31 \text{ m}$$

$$d_{\text{adoptée}} = 0.17 \text{ m}$$

$$d_2 = 0.17 \text{ m}$$

➤ Calcul de N_1 et de N_2

Zone tendue

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}}{L_t} \times (L_t - d) = 3816.915 \text{ kN / m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 190.61 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 63.54 \text{ kN}$$

2) Calcul des armatures

a. Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 4.77 \text{ cm}^2.$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 1.59 \text{ cm}^2.$$

b. Armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

$$A_{vj} = 11.92 \text{ cm}$$

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 7.74 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 4.57 \text{ cm}^2.$$

c. Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left\{ 0.005 B; \frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$B = L \times e = 0.80 \times 0.20 = 0.16 \text{ m}^2 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 8 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

On adopte un ferrailage comme suit :

➤ **Bande 1**

$$2 \times 2\text{HA}16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 8.5 \text{ cm}$$

➤ **Bande 2**

$$2 \times 2\text{HA}16 = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 8.5 \text{ cm}$$

d. Armatures horizontales

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$A_v = (8.04 + 6.16) \times 2 + (3.06) = 31.46 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \frac{28.4}{4} = 7.86 \text{ cm}^2$$

$$B = 3.34 \times 0.20 = 6680 \text{ cm}^2.$$

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_v}{4} ; 0.15\%B \right) = \max (7.86 ; 10.02) = 10.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_H = 5\text{HA}16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

e. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

Soit : 4 épingles de HA8 par m².

6.3.4. Vérifications

a. Vérification des contraintes de cisaillement

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.2.2)**

$$\tau_b = 3.009 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3.009 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

➤ **Selon le BAEL modifié99 (Art 5.1.1)**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 2.149 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} = 6.677 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 6,911 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée.

6.3.5. Vérification des pourcentages minimum d'armatures

a. Acier verticaux

- **Section globale**

$$\text{Section globale} = \frac{\text{section total d'acier}}{\text{section total de beton}} < 0.15 \%$$

$$S_g = \frac{31.48}{1600} = 0.019\% < 0.15 \% \quad \text{condition vérifier}$$

- **Section courante**

$$\text{Section courante} = \frac{\text{section total d'acier}-L/10}{\text{section total de beton}-L/10} < 0.10 \%$$

$$S_c = \frac{23.44}{1280} = 0.018\% < 0.10 \% \quad \text{condition vérifier}$$

- **Section tendue**

$$\text{Section tendue} = \frac{\text{section total d'acier}-L/10}{\text{section total de beton}-L/10} < 0.20 \%$$

$$S_t = \frac{14.2}{6.60} = 0.021\% < 0.20 \% \quad \text{condition vérifier}$$

b. Acier horizontaux

- **Section globale**

$$\text{Section globale} = \frac{\text{section total d'acier}}{\text{section total de beton}} < 0.15 \%$$

$$S_g = \frac{31.66}{6680} = 0.0047\% < 0.15 \% \quad \text{condition vérifier}$$

- **Section courant**

$$\text{Section courante} = \frac{\text{section total d'acier}-H/10}{\text{section total de beton}-H/10} < 0.10 \%$$

$$S_c = \frac{20.79}{267.2} = 0.07\% < 0.10 \% \quad \text{condition vérifier}$$

Le résultat des ferrailages des voiles est donné dans les tableaux qui suivent :

Tableau 6.12 : Ferrailage du voile longitudinal VL₁

Caractéristiques géométriques	Zone	RDC	I	II	III	
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40	
	hauteur étage (m)	3,74	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	0,80	0,80	0,80	0,80	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,16	0,16	0,16	0,16	
	He	3,740	3,060	3,060	3,060	
	h	3,34	2,66	2,66	2,66	
Solicitation de calcul	T(kN)	309,500	290,120	277,300	199,120	
	N _{ser} (kN)	1189,12	977,86	429,20	90,64	
	Vu (kN)	433,300	406,168	388,220	278,768	
	σ _{max} (kN/m ²)	10710,490	7172,330	4803,760	4955,800	
	σ _{min} (kN/m ²)	7633,830	4387,270	2491,200	2486,220	
	σ _s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	
	L _c	0,47	0,50	0,53	0,53	
	L _t	0,33	0,30	0,27	0,27	
	d	0,31	0,33	0,35	0,36	
	d _{adopté}	0,17	0,15	0,14	0,13	
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	0,17	0,15	0,14	0,13	
	σ ₁	3816,915	2193,635	1245,600	1243,110	
	N ₁	190,61	99,91	51,04	49,84	
N ₂	63,54	33,30	17,01	16,61		
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	4,77	2,50	1,28	1,25	
	A _{v2} /bande (cm ²)	1,59	0,83	0,43	0,42	
	A _{vj} (cm ²)	11,92	11,17	10,68	7,67	
	A'v1/bande/nappe	7,74	5,29	3,95	3,16	
	A'v2/bande/nappe	4,57	3,62	3,09	2,33	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)	8,04	6,16	4,52	4,52	
	Av2 adopté (cm ²)	6,16	4,52	4,52	3,14	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x2HA16	2x2HA14	2x2HA12	2x2HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x2HA14	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA10
	ST _{max} =(1.5e ;30)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8,5	8,5	8,5	8,5
	Bande 2	8,5	8,5	8,5	8,5	
Armatures	AH /nappe (cm ²)	29.17	21.93	18.65	15.71	

horizontal es	AH adopté (cm ²)		29.84	23.56	20.42	17.28
	choix de la section		2x14HA12	2x15HA10	2x13HA10	2x11HA10
Armatures transversa les	Espacement st(cm)		17	18	20	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véification des constructio n	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	3,009	2,821	2,696	1,936
	2,26 Mpa	τ_u	2,149	2,015	1,926	1,383
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	6,911	5,778	2,573	0,543

 Tableau 6.13: Ferrailage du voile longitudinal VL₂

Caractéristiques géométriques	Zone	RDC	I	II	III
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur étage (m)	3,74	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,20	1,20	1,20	1,20
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,24	0,24	0,24	0,24
	He	3,740	3,060	3,060	3,060
	h	3,34	2,66	2,66	2,66
Sollicitation de calcul	T(kN)	487,650	457,300	398,790	320,060
	N _{ser} (kN)	662,77	452,01	280,29	44,93
	Vu (kN)	682,710	640,220	558,306	448,084
	σ_{\max} (kN/m ²)	10777,180	6638,400	5834,780	4786,660
	σ_{\min} (kN/m ²)	6104,210	3197,110	3144,980	2656,610
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c	0,77	0,81	0,78	0,77
	L _t	0,43	0,39	0,42	0,43
	d	0,51	0,54	0,52	0,51
	d _{adopté}	0,22	0,20	0,21	0,21
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	0,22	0,20	0,21	0,21
	σ_1	3052,105	1598,555	1572,490	1328,305
	N ₁	198,65	93,53	99,13	85,34
	N ₂	66,22	31,18	33,04	28,45
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	4,97	2,34	2,48	2,13
	A _{v2} /bande (cm ²)	1,66	0,78	0,83	0,71
	A _{vj} (cm ²)	18,77	17,61	15,35	12,32
	A'v1/bande/nappe	9,66	6,74	6,32	5,21
	A'v2/bande/nappe	6,35	5,18	4,66	3,79
Ferrailage adopté pour les	Av1 adopté (cm ²)	12,56	8,04	8,04	6,12
	Av2 adopté (cm ²)	8,04	6,16	6,16	4,52
	Choix de A(cm ²)	Bande 1	2x2HA20	2x2HA16	2x2HA16

armatures verticales	Choix de A(cm ²)	Bande 2	2x2HA16	2x2HA14	2x2HA14	2x2HA12
	ST _{max} =(1.5e ;30)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	11	11	11	11
Bande 2		11	11	11	11	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		44,22	30.71	30.71	22.98
	AH adopté (cm2)		45.24	31.66	31.66	24.88
	choix de la section			2x20HA12	2x14HA12	2x14HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		15	19	19	24
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	3,161	2,964	2,585	2,074
	2,26 Mpa	τ_u	2,258	2,117	1,846	1,482
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,561	1,793	1,112	0,180

 Tableau 6.14: Ferrailage du voile longitudinal VL₃

Caractéristiques géométriques	Zone	RDC	I	II	III
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur étage (m)	3,74	3,06	3,06	3,06
	L (m)	2,40	2,40	2,40	2,40
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,48	0,48	0,48	0,48
	He	3,740	3,060	3,060	3,060
	h	3,34	2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)	809,690	590,410	183,420	142,880
	N _{ser} (kN)	835,42	540,57	169,69	12,19
	Vu (kN)	1133,566	826,574	256,788	200,032
	σ_{\max} (kN/m ²)	8807,740	6276,950	3036,380	3069,730
	σ_{\min} (kN/m ²)	5991,510	3728,370	2432,290	803,380
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c	1,43	1,51	1,33	1,90
	L _t	0,97	0,89	1,07	0,50
	d	0,95	1,00	0,89	1,27
	d _{adopté}	0,49	0,45	0,53	0,25
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	0,49	0,45	0,53	0,25
	σ_1	2995,755	1864,185	1216,145	401,690
	N ₁	436,62	250,08	194,72	30,00
N ₂	145,54	83,36	64,91	10,00	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	10,92	6,25	4,87	0,75
	A _{v2} /bande (cm ²)	3,64	2,08	1,62	0,25
	A _{vj} (cm ²)	31,17	22,73	7,06	5,50

	A'v1/bande		18,71	11,93	6,63	2,13
	A'v2/bande		11,43	7,77	3,39	1,63
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)		18,84	12,06	6,78	4,7
	Av2 adopté (cm ²)		12,06	9,24	4,7	4,7
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x3HA20	2x3HA16	2x3HA12	2x3HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x3HA16	2x3HA14	2x3HA10	2x3HA10
	ST _{max} =(1.5e ;30)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	16	16	16	16
		Bande 2	16	16	16	16
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		61,80	42,60	22,96	18,80
	AH adopté (cm2)		61,58	42,98	23,56	21
	choix de la section		2x20HA14	2x19HA12	2x15HA10	2x14HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		16	15	18	19
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	2,624	1,913	0,594	0,463
	2,26 Mpa	τ_u	1,874	1,367	0,425	0,331
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1,644	1,085	0,346	0,025

Tableau 6.15 : Ferrailage du voile transversal VT₁

Caractéristiques géométriques	Zone	RDC	I	II	III
	hpoutre(m)	0,30	0,30	0,30	0,30
	hauteur étage (m)	3,74	3,06	3,06	3,06
	L (m)	4,00	4,00	4,00	4,00
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,8	0,8	0,8	0,8
	He	3,740	3,060	3,060	3,060
	h	3,44	2,76	2,76	2,76
Solicitation de calcul	T(kN)	1136,140	885,990	413,240	85,110
	N _{ser} (kN)	1111,88	955,35	641,27	58,65
	Vu (kN)	1590,596	1240,386	578,536	119,154
	σ_{max} (kN/m ²)	9313,370	8266,350	5197,410	5217,240
	σ_{min} (kN/m ²)	5837,120	5233,630	3589,410	4213,230
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c	2,46	2,45	2,37	2,21
	L _t	1,54	1,55	1,63	1,79
	d	1,64	1,38	1,38	1,38
	d _{adopté}	0,77	0,78	0,82	0,89
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,77	0,78	0,82	0,89
	σ_1	2918,560	2616,815	1794,705	2106,615

	N ₁		674,67	608,69	439,88	564,70
	N ₂		224,89	202,90	146,63	188,23
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		16,87	15,22	11,00	14,12
	A _{v2} /bande (cm ²)		5,62	5,07	3,67	4,71
	A _{vj} (cm ²)		43,74	34,11	15,91	3,28
	A'v1/bande/nappe		27,80	23,74	14,97	14,94
	A'v2/bande/nappe		16,56	13,60	7,64	5,53
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)		28,14	28,14	15,84	15,84
	Av2 adopté (cm ²)		21	15,38	7,84	7,84
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x7HA16	2x7HA16	2x7HA12	2x7HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA10	2x5HA10
	ST _{max} =(1.5e ;30)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	11	11	11	11
Bande 2		15	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		98,49	88,58	48,15	48,15
	AH adopté (cm ²)		12,31	94,24	49,26	49,26
	choix de la section		2x16HA20	2x15HA20	2x16HA14	2x16HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		21	18	18	18
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	2,209	1,723	0,804	0,165
	2,26 Mpa	τ_u	1,578	1,231	0,574	0,118
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1,320	1,134	0,778	0,071

 Tableau 6.16 : Ferrailage du voile transversal VT₂

Caractéristiques géométriques	Zone	RDC	I	II	III
	hpoutre(m)	0,30	0,30	0,30	0,30
	hauteur étage (m)	3,74	3,06	3,06	3,06
	L (m)	2,58	2,58	2,58	2,58
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,516	0,516	0,516	0,516
	He	3,740	3,060	3,060	3,060
h	3,44	2,76	2,76	2,76	
Solicitation de calcul	T(kN)	964,620	677,740	390,220	209,490
	N _{ser} (kN)	239,06	586,41	334,21	64,59
	Vu (kN)	1350,468	948,836	546,308	293,286
	σ_{\max} (kN/m ²)	8248,980	6541,680	4015,640	3037,520
	σ_{\min} (kN/m ²)	4830,680	3495,040	2055,800	1362,530
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00

	L_c	1,63	1,68	1,71	1,78	
	L_t	0,95	0,90	0,87	0,80	
	d	1,08	1,12	1,14	1,19	
	$d_{\text{adopté}}$	0,48	0,45	0,44	0,40	
	$d_2 = L_t - d_{\text{adopté}}$	0,48	0,45	0,44	0,40	
	σ_1	2415,340	1747,520	1027,900	681,265	
	N_1	345,22	235,50	134,69	81,64	
	N_2	115,07	78,50	44,90	27,21	
armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$	8,63	5,89	3,37	2,04	
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$	2,88	1,96	1,12	0,68	
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$	37,14	26,09	15,02	8,07	
	$A'v1/\text{bande/nappe}$	17,92	12,41	7,12	4,06	
	$A'v2/\text{bande/nappe}$	12,16	8,49	4,88	2,70	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A_{v1} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	18,84	18,84	6,78	4,7	
	$A_{v2} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	12,3	9,04	6,28	6,28	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x3HA20	2x3HA20	2x3HA12	2x3HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA10	2x4HA10
	$ST_{\text{max}} = (1,5e ; 30)$		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	16	16	16	16
	Bande 2	12	12	12	12	
Armatures horizontales	$\bar{\tau}_b \text{ AH /nappe (cm}^2\text{)}$	64,59	58,20	27,30	23,14	
	$\text{AH adopté (cm}^2\text{)}$	68,36	8,04	28,28	23,56	
	choix de la section	2x17HA16	2x19HA14	2x18HA10	2x15HA10	
Armatures transversales	Espacement $st(\text{cm})$	20	15	15	18	
	$A_t \text{ adoptées}$		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	2,908	2,043	1,176	0,632
	2,26 Mpa	τ_u	2,077	1,459	0,840	0,451
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0,439	1,077	0,635	0,123

 Tableau 6.17 : Ferrailage du voile transversal VT₃

Caractéristiques géométriques	Zone	RDC	I	II	III
	hpoutre(m)	0,30	0,30	0,30	0,30
	hauteur étage (m)	3,74	3,06	3,06	3,06
	L (m)	2,40	2,40	2,40	2,40
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,48	0,48	0,48	0,48
	He	3,740	3,060	3,060	3,060
	h	3,44	2,76	2,76	2,76

Sollicitation de calcul	T(kN)		1126,690	728,310	258,250	142,880
	N _{ser} (kN)		428,69	634,02	348,10	67,19
	Vu (kN)		1577,366	1019,634	361,550	200,032
	σ_{\max} (kN/m ²)		12591,480	11972,090	11176,700	11500,350
	σ_{\min} (kN/m ²)		11410,090	11177,230	9501,980	7794,190
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		1,26	1,24	1,30	1,43
	L _t		1,14	1,16	1,10	0,97
	d		0,84	0,83	0,86	0,95
	d _{adopté}		0,57	0,58	0,55	0,48
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,57	0,58	0,55	0,48
	σ_1		5705,045	5588,615	4750,990	3897,095
	N ₁		976,36	971,41	785,92	566,74
	N ₂		325,45	323,80	261,97	188,91
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		24,41	24,29	19,65
A _{v2} /bande (cm ²)		8,14	8,10	6,55	4,72	
A _{vj} (cm ²)		43,38	28,04	9,94	5,50	
A'v1/bande/nappe		35,25	31,30	22,13	15,54	
A'v2/bande/nappe		18,98	15,11	9,03	6,10	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)		37,68	37,68	24,12	18,46
	Av2 adopté (cm ²)		20,1	15,38	15,38	7,84
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x6HA20	2x6HA20	2x6HA16	2x6HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA10
	ST _{max} =(1.5e ;30)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
	Bande 2	10	10	10	10	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		31,91	28,84	22,06	20,65
	AH adopté (cm2)		33,92	29,4	23,56	23,56
	choix de la section		2x15HA12	2x13HA12	2x15HA10	2x15HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	18	18
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	3,651	2,360	0,837	0,463
	2,26 Mpa	τ_u	2,608	1,686	0,598	0,331
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0,799	1,182	0,674	0,132

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- a. **Fondations superficielles** : utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- b. **Fondations profondes** : utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol assez profond (pieux, puits).

7.1/ Étude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous a donné une contrainte admissible du sol égale à $\sigma_{sol} = 2.5$ bars comme contrainte admissible du sol à une profondeur de **1m**.

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m^3 de ciment.

7.2/ Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.

7.3/ Dimensionnement

7.3.1/Semelles isolés sous poteaux

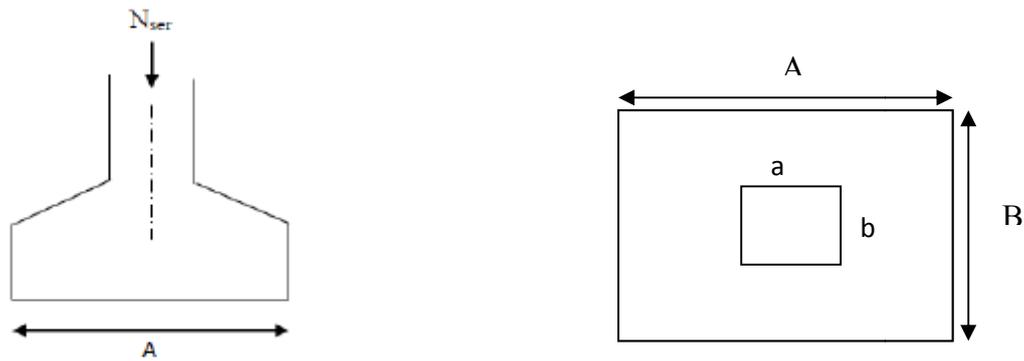
Pour le prédimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0.25 \text{ MPa}$)

A, B : dimensions de la semelle.


Figure 7.1 : Schéma de la semelle isolée.

Homothétie des dimensions

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

Le poteau le plus sollicité $N_{ser} = 1659.28 \text{ kN}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars}$

$$B \geq \sqrt{\frac{1660.38}{250}} = 2.57 \text{ m}^2$$

Remarque :

Vue que les dimensions des semelles sont importantes, il ya lieu de passer aux semelles filantes pour éviter le risque de chevauchement.

7.3.2/ Semelles filantes

a. Semelles filantes sous voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$$

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 = 0.25 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau 7.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=LxB (m ²)
VT1	2890.4	4	2.8904	11.5616
VT2	1980.05	2.58	3.06984496	7.9202
VT3	1646.25	2.4	2.74375	6.585
				19.4818

Tableau 7.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=LxB (m ²)
VL1	543.44	0.8	2.7172	2.17376
VL2	1308.52	1.2	4.36173333	5.23408
VL3	834.45	1.2	2.7815	3.3378
VL4	939.79	2.4	1.56631667	3.75916
				14.5048

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 19.4818 + 14.5048 = 33.9866 \text{ m}^2$$

b. Semelles filantes sous poteaux

• **Hypothèse de calcul**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

• **Etapas de calcul**

Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

✓ $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

✓ $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Tableau 7.3 : Résultats des charges sous poteaux :

Poteaux	N [KN]	M [KN.m]	ei [m]	Nxei
C5	359.34	-1.419	-7.25	-2605.215
C6	1657.85	-0.268	-2.65	-4393.303
C7	1659.28	-0.216	2.65	4397.092
C8	399.53	-1.32	7.25	2896.5925
Somme	4076	-3.223		295.167

La charge totale transmise par les poteaux est : $N_t = 4076 \text{ KN}$

• **Détermination de coordonnées de la résultante R**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

avec :

$$\sum N_i \cdot e_i = 295.167 \text{KN.m}$$

$$\sum M_i = -3.223 \text{KN.m}$$

$$R = \sum N_i = 4076 \text{KN}$$

$$e = \frac{295.167 - 3.223}{4076} = 0.07162512 \longrightarrow e = 0.07 \text{m}$$

• **Détermination de la distribution par ml de la semelle**

$$e = 0.07 \leq \frac{L}{6} = \frac{14.5}{6} = 2.41 \text{ m} \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{4076}{14.5} \left(1 - \frac{6 \times (0.07)}{14.5} \right) = 277.61 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{4076}{14.5} \left(1 + \frac{6 \times (0.07)}{14.5} \right) = 284.59 \text{ kN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{4076}{14.5} \left(1 + \frac{3 \times (0.07)}{14.5} \right) = 282.84 \text{ kN/ml}$$

• **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$B = \frac{282.84}{250} = 1.13 \text{m} ; \text{ On prend } B = 1.2 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc ; } S = 1.2 \times 14.5 = 17.4 \text{m}^2$$

$$S = 1.2 \times 14.45 = 17.34 \text{m}^2$$

la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portiques dans le sens considéré.

$$S_p = 17.4 \times 5 + 17.34 \times 4 = 156.36 \text{m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles filantes :

$$S_t = S_p + S_v = 156.36 + 33.98 = 190.34 \text{m}^2$$

- La surface totale du bâtiment est $S_{\text{Bat}} = 15.5 \times 15.45 = 239.475 \text{m}^2$

- La surface totale des semelles filantes : $S_t = 190.34 \text{m}^2$

- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{190.34}{239.475} = 0.79 \quad S_t > 50 \% S_{\text{bat}}$$

La surface totale des semelles représente 79% de la surface de bâtiment. A cet effet nous optons pour un radier général nervuré comme fondation de notre bâtiment.

7.4/ Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

7.4.1/ Pré-dimensionnement du radier

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

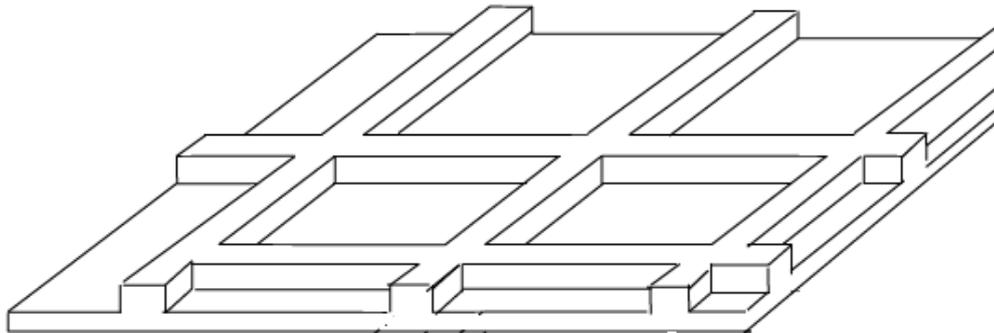


Figure 7.2 : Schéma représentatif d'un radier général.

1. Hauteur du radier

- **Selon la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$)

- **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs ;

$$\frac{530}{8} \leq h_r \leq \frac{530}{5} \longrightarrow 66.25 \text{ cm} \leq h_r \leq 106 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité :**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \times EI}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$$

ce qui conduit à
$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

L_e : Longueur élastique.

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K=40$ MPa

L_{\max} : La distance max entre deux poteaux successifs.

E : Module de déformation longitudinale déformée $E = .700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 20468.12$ MPa

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.3}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{20468.12}} = 0.91 \text{ m}$$

□ □ **Conclusion :**

Pour satisfaire à toute les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier:

$$h_r = 100 \text{ cm}$$

Vue que la hauteur est importante en opte pour un radier nervuré.

2. L'épaisseur du radier (la nervure ; la dalle):

➤ Dalle du radier

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec un minimum de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{530}{20} \quad h_d \geq 26.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_d = 30 \text{ cm}$$

➤ Hauteur de la nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{530}{10} \quad h_n \geq 53 \text{ cm}$$

➤ Largeur de la nervure

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70 ; \text{ soit } \quad \mathbf{b_n = 50 \text{ cm.}}$$

Conclusion

Après calcul nous adoptons les dimensions définitives suivantes :

- Hauteur de la nervure : $h_n = 100$ cm.
- Largeur de la nervure: $b_n = 50$ cm.
- Epaisseur de la dalle du radier: $h_d = 30$ cm

7.4.2/ Détermination des sollicitations

7.4.2.1/ Détermination de la surface nécessaire du radier

a. Détermination des sollicitations

- **poids de la superstructure**

charges permanentes : $G = 21729.86$ KN(Tiré à partir du logiciel Etabs)

charges d'exploitation : $Q = 3423.34$ KN(Tiré à partir du logiciel Etabs)

b. Combinaison de charges

A P'ELU : $N_U = 1,35G + 1,5Q = 1,35(21729.86) + 1,5(3423.34) = 34470.321 \text{ kN}$

A P'ELS : $N_S = G + Q = 21729.86 + 3423.34 = 25153.2 \text{ kN}$

Donc :

$N_U = 34470.321 \text{ KN}$

$N_S = 25153.2 \text{ KN}$

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

ELU : $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{\text{sol}}}$

$\frac{N_u}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{34470.321}{1,33 \times 250} = 103.67 \text{ m}^2$

$S_{\text{radier}} \geq 103.67 \text{ m}^2$

ELS: $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$

$\frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{25153.2}{250} = 100.61 \text{ m}^2$

$S_{\text{radier}} \geq 100.61 \text{ m}^2$

$S_{\text{bat}} = 239.47 \text{ m}^2 \geq S_{\text{radier}} = \max(103.67; 100.61) \text{ m}^2$

$S_{\text{bat}} = 239.475 \text{ m}^2 \geq S_{\text{radier}} = 103.67 \text{ m}^2$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas, il y a lieu d'ajouter un débord minimal de largeur ($L_{\text{déb}}$), comme nous l'impose le BAEL91 modifiée99.

Calcul de la largeur des débords

$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right)$

$L_{\text{débord}} = \max\left(\frac{100}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$

On opte pour un débord de $L_{\text{débord}} = 50 \text{ cm}$

La surface de débord est :

$S_{\text{débord}} = [(L_x + L_y) \times L_{\text{déb}}] \times 2$

$S_{\text{débord}} = [14.5 + 14.45] \times 0,5 \times 2 \quad S_{\text{débord}} = 28.95 \text{ m}^2$

Ce qui donne une surface totale du radier de :

$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 239.475 + 28.95 = 268.425 \text{ m}^2$

$S_{\text{radier}} = 268.425 \text{ m}^2$

7.4.2.2/ Détermination des efforts à la base du radier

a. charges permanentes

Poids du radier :

$G_{\text{rad}} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de T. V. O} + \text{poids de la dalle flottante.}$

- **poids de la dalle**

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho$$

$$P_{dalle} = 268.425 \times 0.30 \times 25$$

$$P_{dalle} = 2013.18 \text{ KN}$$

- **poids de la nervure**

$$P_n = b_n(h_n - h_d) \times L \times n \times \rho$$

$$P_n = 0.5 \times (1 - 0.30) \times 14.5 \times 5 \times 25 + 0.5 \times (1 - 0.30) \times 14.45 \times 4 \times 25$$

$$P_n = 1140.125 \text{ KN}$$

- **poids de T.V.O**

$$P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{T.V.O}$$

avec :

$$S_{ner} = b_n \times L_x \times n + b_n \times L_y \times n$$

n : nombre de portique dans le sens considéré

$\rho_{T.V.O}$: poids volumique de T.V.O égale à 17Kg/m³

$$S_{ner} = 0.50 \times 14.5 \times 5 + 0.50 \times 14.45 \times 4$$

$$S_{ner} = 65.15 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = (268.425 - 65.15) \times (1 - 0.30) \times 17$$

$$P_{T.V.O} = 2418.97 \text{ KN}$$

- **poids de la dalle flottante libre**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho$$

e_p : Epaisseur de la dalle.

$$\frac{1}{50} \leq \frac{e_p}{l_{max}} \leq \frac{1}{40}$$

$$\frac{l_{max}}{50} \leq e_p \leq \frac{l_{max}}{40}$$

$$\frac{460}{50} \leq e_p \leq \frac{460}{40} \quad 9.2 \leq e_p \leq 11.5$$

On prend $e_p = 10 \text{ cm}$

$$P_{df} = 268.425 \times 0,1 \times 25$$

$$P_{df} = 671.06 \text{ KN}$$

- **poids totale du radier**

$$G_{rad} = 2013.18 + 1140.125 + 2418.97 + 671.06$$

$$G_{rad} = 6243.33 \text{ KN}$$

b. charges d'exploitation

Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 3423.34 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q_{rad} = 1.5 \times 268.425 = 402.64 \text{ KN}$

La surcharge totale : $Q = Q_{bat} + Q_{rad} = 3825.98 \text{ KN}$

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 6243.33 + 21729.86 = 27973.19 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 402.64 + 3423.34 = 3825.98 \text{ KN}$$

7.4.2.3/ Combinaisons d'action

$$\text{A l'ELU : } 1,35G_{tot} + 1,5Q_{tot} = 1,35(27973.19) + 1,5(3825.98) = 43502.77 \text{ KN}$$

$$N_u = 43502.77 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } G + Q = 27973.19 + 3825.98 = 31799.17 \text{ KN}$$

$$N_s = 31799.17 \text{ KN}$$

7.5/ Vérification à l'ELU

a. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91, mod 99/Art A.5.1.211)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{43502.77 \times 1}{268.425} \times \frac{5.3}{2} = 429.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{429.47 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.59 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

b. Vérification de la stabilité du radier

Le radier est sollicité par les efforts normaux et les moments fléchissants d'où la vérification du radier est concentrée à la vérification des contraintes du sol sur le radier.

- Efforts normaux dues aux charges verticales
- Moment de renversement dû aux séismes

$$D'où M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

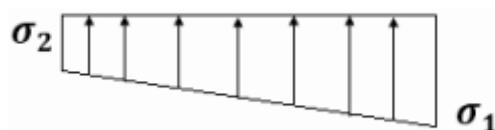


Figure 7.3 : Diagramme des contraintes

avec : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

à l'ELS G+Q : $\sigma_{\text{moy-fondation-ELS}} \leq \sigma_{\text{sol}}$

à l'ELU:1,35G+1,5Q : $\sigma_{\text{moy-fondation-ELU}} \leq 1.5 \sigma_{\text{sol}}$

à l'ELU:G+Q±E x, y / 0,8G±E x, y : $\sigma_{\text{moy-fondation-sismique}} \leq 2 \sigma_{\text{sol}}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

I : moment d'inertie du panneau radier dans le sens considéré.

Calcul des caractéristiques géométriques du radier

• **Centre de gravité**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 7.25\text{m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.225\text{m}$$

Avec:

S_i : aire du panneau considéré.

X_i ; Y_i : centre de gravité du panneau considéré

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(14.5) \times (14.45)^3}{12} = 3645.77 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{(14.45) \times (14.5)^3}{12} = 3671.05 \text{ m}^4$$

Sens longitudinal

• **ELU**

$$M = M_0 + T_0 \cdot xh$$

$M_0 = 156.179 \text{ KN} \cdot \text{m}$ c'est des valeurs tirés du logiciel ETABS

$$T_0 = 1168.44 \text{ KN}$$

$$M = 156.179 + (1168.44 \times 1) = 1324.62 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \cdot V}{I_{yy}}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{43502.77}{268.425} \pm \frac{1324.62 \times 7.25}{3671.05}$$

$$\sigma_1 = 164.68 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_2 = 159.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(164.68) + 159.43}{4} = 163.37 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 163.37 \text{ KN/m}^2 \leq 2 \times \sigma_{\text{sol}} = 500 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

• **ELS**

$$M = 156.179 + (1168.44 \times 1) = 1324.62 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I_{yy}} = \frac{31799.17}{268.425} \pm \frac{1324.62 \times 7.25}{3671.05}$$

$$\sigma_1 = 121.08 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_2 = 115.85 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(121.08) + 115.85}{4} = 119.77 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 119.77 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 250 [\text{KN/m}^2]$$

Condition vérifiée.

Sens transversal

• **ELU**

$$M = 157.09 + (1269.44 \times 1) = 1426.53 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I_{xx}} = \frac{43502.77}{268.425} \pm \frac{1426.53 \times 7.225}{3645.77}$$

$$\sigma_1 = 164.89 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_2 = 159.24 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(164.89) + 159.24}{4} = 163.47 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 163.47 \text{ kN/m}^2 \leq 2 \times \sigma_{sol} = 500 \text{ kN/m}^2$$

Condition vérifiée.

• **ELS**

$$M = 157.09 + (1269.44 \times 1) = 1426.53 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I_{xx}} = \frac{31799.17}{268.425} \pm \frac{1426.53 \times 7.225}{3645.77}$$

$$\sigma_1 = 121.29 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_2 = 115.64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(121.29) + 115.64}{4} = 119.87 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 119.87 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

Condition vérifiée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

	ELU			ELS			Obs
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X - X	164.68	159.43	163.37	121.08	115.85	119.77	OK
Y - Y	164.89	159.24	163.47	121.29	115.64	119.87	OK

c. Vérification au poinçonnement (BAEL91 mod99/ Art A.5.24)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ;

μ_c : périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier ;

h : épaisseur totale de la dalle.

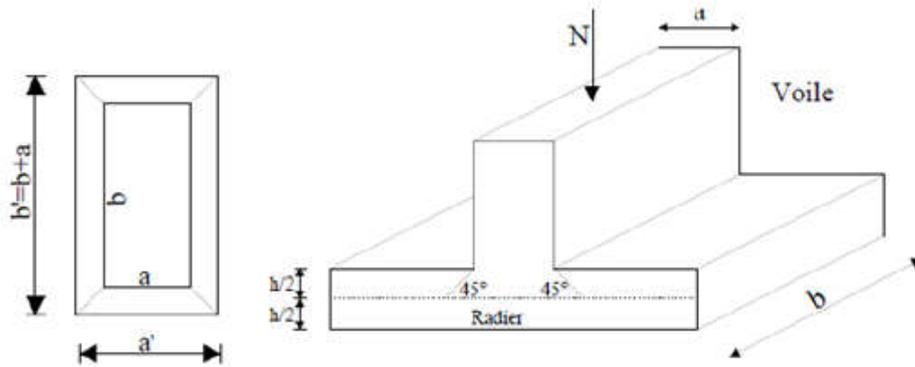


Figure 7.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

• **Vérification pour les poteaux**

$N_u = 2284.29 \text{ KN}$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2$$

$$\mu_c = (0.45 + 0.45 + (2 \times 1)) \times 2 = 5.8 \text{ m}$$

$$\frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 7.8 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4350 \text{ KN}$$

$$N_u = 2284.29 \text{ KN} < 4350 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification pour les voiles**

$N_u = 3950.47 \text{ KN}$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 4 + (2 \times 1)) \times 2 = 12.4 \text{ m}$$

$$\frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 12.4 \times 25000}{1,5} = 9300 \text{ KN}$$

$$N_u = 3950.47 \text{ kN} < 9300 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

7.6/ Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage, nous utilisons les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas :

a. 1^{er} cas

si $\rho < 0,4$ la flexion suivant la grande portée est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

b. 2^{eme} cas

si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ ($L_x < L_y$)

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

7.6.1/ Identification du panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Panneau de dimension : $L_x = 4$ m
 $L_y = 5.3$ m

$$\rho = \frac{4}{5.3} = 0.75$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux directions.

7.6.2/ Calcul des armatures à l'ELU

7.6.2/ Calcul des armatures à l'ELU

$$ELU : q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{1.35 G_{rad}}{S_{rad}}$$

$$q_u = 163.47 - \frac{6243.33}{268.425} = 140.21 \text{ KN/m}^2$$

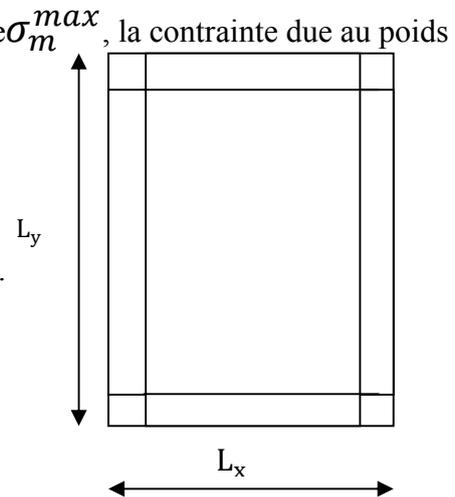
$$ELS : q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$$

$$q_s = 119.87 - \frac{6243.33}{268.425} = 96.61 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 140.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.75 \quad \mu_x = 0.0622$$

$$\mu_y = 0.509$$



$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0622 \times 140.21 \times 4^2 = 139.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.509 \times 139.54 = 71.02 \text{ KN.m}$$

• **Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis**

- moment en travée : $0.75 M_{0x}$ ou $0.75 M_{0y}$

- moment sur appuis : $0.5 M_{0x}$ ou $0.5 M_{0y}$

• **Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel**

- moment en travée : $0.85 M_{0x}$ ou $0.85 M_{0y}$

- moment sur appui de rive : $0.3 M_{0x}$ ou $0.3 M_{0y}$

- moment sur appui intermédiaire : $0.5 M_{0x}$ ou $0.5 M_{0y}$

Après calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 1 est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrailage de ce dernier pour les autres panneaux.

7.6.3/ Ferrailage dans le sens x - x

• **en travées :**

$$M_{utx} = 0.75 \times 139.54 = 104.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{104.65}{1 \times 0.27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.101 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.101 \quad \text{Du tableau} \quad \beta = 0.947$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{tx} = \frac{104.65 \times 10^2}{0.947 \times 27 \times 34,8} = 11.76 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA16 = 12.06 cm²** avec un espacement **s_t = 16 cm**

• **aux appuis**

$$M_{uax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 139.54 = 69.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{69.77}{1 \times 0.27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.067 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.067 \quad \text{Du tableau} \quad \beta = 0.966$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{ax} = \frac{69.77 \times 10^2}{0.966 \times 27 \times 34,8} = 7.68 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : **6HA14 = 9.23 cm²** avec un espacement **s_t = 16 cm**

7.6.4/ Ferrailage dans le sens YY

• en travées

$$M_{uty} = 0.75 \times 71.02 = 53.26 \text{ KN.m}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x}{2} + \frac{\phi_y}{2} \right) = 25.4 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{53.26}{1 \times 0.254^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.058 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0.058 \quad \text{Du tableau} \quad \beta = 0.970$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{53.26 \times 10^2}{0.970 \times 25.4 \times 34.8} = 5.62 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : **4HA14 = 6.15 cm²** avec un espacement **s_t = 25 cm**

• aux appuis

$$M_{uay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 71.02 = 35.51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{35.51}{1 \times 0.254^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.038 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0.038 \quad \text{Du tableau} \quad \beta = 0.981$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{35.51 \times 10^2}{0.981 \times 25.4 \times 34.8} = 4.09 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement **s_t = 25 cm**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 7.4 : Ferrailage du panneau à l'ELU

sens	Zone	M kN.m	μ	Obs	β	$A_u \text{ cm}^2$	Ferrailage	A_u adoptée	s _t
X-X	Travée	104.65	0.101	SSA	0.947	11.76	6HA16	12.06	16
	Appuis	69.77	0.067	SSA	0.966	7.68	6HA14	9.23	16
Y-Y	Travée	53.26	0.058	SSA	0.970	5.82	4HA14	6.15	25
	Appuis	35.51	0.038	SSA	0.981	3.84	4HA12	4.52	25

7.6.5/ Vérifications à L'ELU

a. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2}$$

Avec :

ρ_0 : taux de pourcentage d'acier minimal règlementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.75$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.75}{2} = 2.7 \text{ cm}^2$$

• **aux appuis**

$$A_{uax} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{uay} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.59 \text{ cm}^2 \longrightarrow$$

Condition vérifiée

• **en travée**

$$A_{uax} = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{uay} = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.59 \text{ cm}^2 \longrightarrow$$

Condition vérifiée

7.6.6/ Vérification à l'ELS

$$\rho = 0.75$$

$$\mu_x = 0.0685$$

$$\mu_y = 0.657$$

a. Calcul des moments M_u , M_y

$$q_s = 96.61 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0685 \times 96.61 \times 4^2 = 105.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.657 \times 105.88 = 69.56 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des moments M_a , M_t dans les sens

• **en travées**

$$M_{stx} = 0.75 \times 105.88 = 79.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sty} = 0.75 \times 69.56 = 52.17 \text{ KN.m}$$

• **aux appuis**

$$M_{sax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 105.88 = 52.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{say} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 69.56 = 34.78 \text{ KN.m}$$

c. Vérification des contraintes dans le béton

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 7.5 : Vérification des contraintes dans le béton

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs
X- X	Travée	104.65	79.41	1.317	0.101	0.1320	0.4089221	Vérifiée
	Appuis	69.77	52.94	1.317	0.067	0.0854	0.4089535	Vérifiée
Y- Y	Travée	53.26	52.17	1.020	0.051	0.0641	0.2604466	Vérifiée
	Appuis	35.51	34.78	1.020	0.034	0.0432	0.2604945	Vérifiée

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

7.7/ Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure (7.5) ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

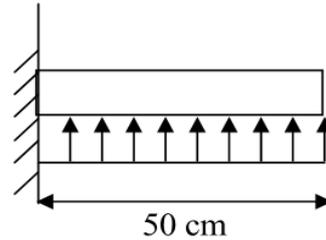


Figure 7.5 : Schéma statique du débord

7.7.1/ Sollicitation de calcul

$$\text{ELU} : q_u = 140.21 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{140.21 \times 0,5^2}{2} = 17.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : q_s = 96.61 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{96.61 \times 0,5^2}{2} = 12.07 \text{ KN.m}$$

7.7.2/ Calcul des armatures à L'ELU

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0,9h_d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.52}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.016 < \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.016 \text{ du tableau} \quad \beta = 0.992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17.52 \times 10^2}{0.992 \times 27 \times 34,8} = 1.87 \text{ cm}^2$$

7.7.3/ Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1.87 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement **s_t = 25 [cm]**

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{4HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

7.7.4/ Vérification à l'ELS

Si la condition suivante est satisfaite il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes à l'ELS

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{17.52}{12.07} = 1.45$$

$$\mu = 0.016 \quad \alpha = 0.0201$$

$$\alpha = 0.0201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.45-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.475 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

→ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

7.8/ Calcul des nervures

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment max (L_m) et le même effort tranchant max (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

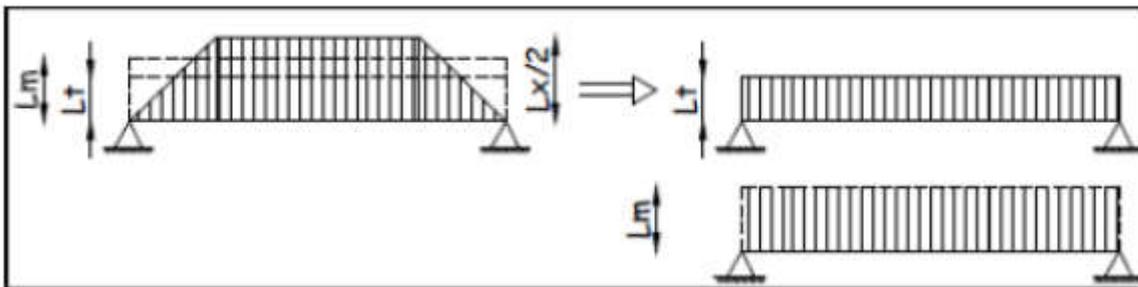


Figure 7.6 : Présentation des charges simplifiée.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

➤ **1^{er} Cas : Chargement triangulaires**

$$L_m = 0.333 \times L_x$$

$$L_t = 0.25 \times L_x.$$

➤ **2^{ème} Cas : Chargement trapézoïdale**

$$L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right)$$

➤ **Pour les moments fléchissant**

$$Q_u = q_u \cdot L_m$$

$$Q_s = q_s \cdot L_m$$

➤ **Pour les efforts tranchants**

$$Q_u = q_u \cdot L_t$$

$$Q_s = q_s \cdot L_t$$

7.8.1/ Détermination des charges

A L'ELU : $q_u = 140.21 \text{ kN/m}^2$..

A L'ELS : $q_s = 96.61 \text{ kN/m}^2$.

Le récapitulatif des résultats obtenus sont illustres dans les tableaux (7.6) et (7.7) qui suivent :

• Sens longitudinal

Tableau 7.6 : Récapitulatif des efforts obtenus dans le sens longitudinal

travées	Panneaux	Lx	Ly	ρ	Chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	ΣQ _{um}	Q _{sm}	ΣQ _{sm}	Q _{ut}	ΣQ _{ut}	Q _{st}	ΣQ _{st}
1-2	1	4	4.6	0.8695	Trapézoïdale	1.495	1.243	140.21	96.61	209.74	419.48	144.51	289.038	174.40	348.80	120.16	240.33
	2	4	4.6	0.8695	Trapézoïdale	1.495	1.243			209.74		144.51		174.40		120.16	
2-3	1	4	5.3	0.7547	Trapézoïdale	1.620	1.430			227.17	454.35	156.53	313.06	200.55	401.11	138.19	276.38
	2	4	5.3	0.7547	Trapézoïdale	1.620	1.430			227.17		156.53		200.55		138.19	
3-4	1	4	4.6	0.8695	Trapézoïdale	1.495	1.243			209.74	419.48	144.51	289.038	174.40	348.80	120.16	240.33
	2	4	4.6	0.8695	Trapézoïdale	1.495	1.243			209.74		144.51		174.40		120.16	

• Sens transversal

Tableau 7.7 : Récapitulatif des efforts obtenus dans le sens transversal

Travée	panneau	Lx	Ly	ρ	chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	ΣQ _{um}	Q _s	ΣQ _{sm}	Q _{ut}	ΣQ _{ut}	Q _{st}	ΣQ _{st}
AB	1	3.85	4.6	0.836	triangulaire	1.282	0.962	140.21	96.61	179.75	359.51	123.85	247.71	134.95	269.90	92.98	185.97
	2	3.85	5.3	0.726	triangulaire	1.282	0.962			179.75		123.85		134.95		92.98	
BC	1	2.60	4.6	0.565	triangulaire	0.865	0.65			121.39	242.78	83.64	167.28	91.13	182.27	62.79	125.59
	2	2.60	5.3	0.490	triangulaire	0.865	0.65			121.39		83.64		91.13		62.79	
CD	1	4	4.6	0.869	triangulaire	1.332	1			186.75	373.51	128.68	257.36	140.21	280.42	96.61	193.22
	2	4	5.3	0.754	triangulaire	1.332	1			186.75		128.68		140.21		96.61	
DE	1	4	4.6	0.869	triangulaire	1.332	1			186.75	373.51	128.68	257.36	140.21	280.42	96.61	193.22
	2	4	5.3	0.754	triangulaire	1.332	1			186.75		128.68		140.21		96.61	

1) Calcul des moments et des efforts tranchants

Pour le calcul des efforts internes, nous utiliserons le logiciel ETABS

$$H_{\text{serv}} = 1\text{m}$$

$$B_{\text{serv}} = 0.5\text{m}$$

- Sens (X-X)

- a. ELU

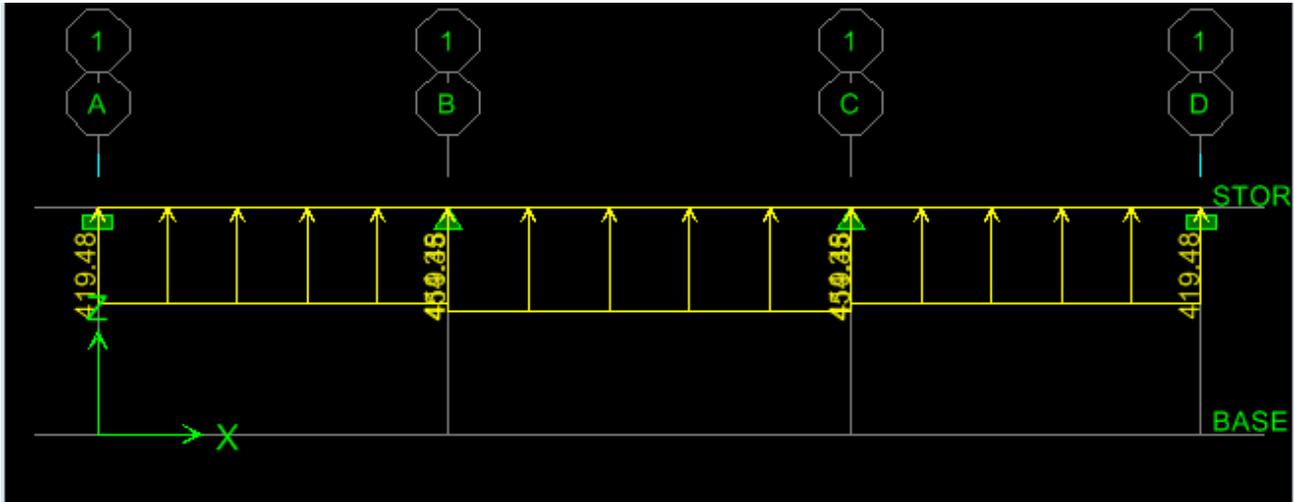


Figure 7.7 : Le chargement à ELU pour les moments.

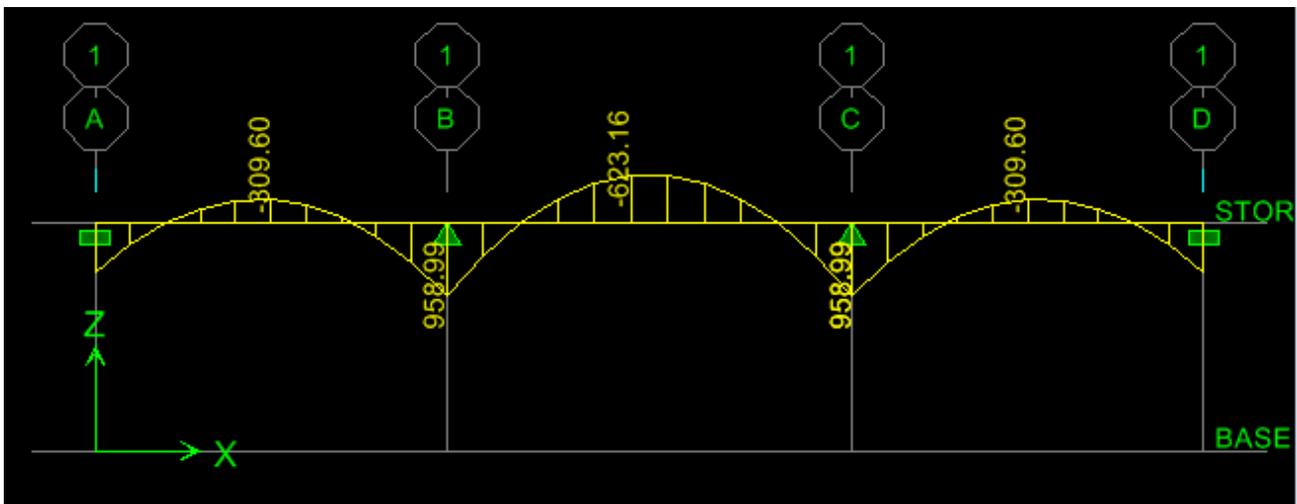


Figure 7.8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en kN.m

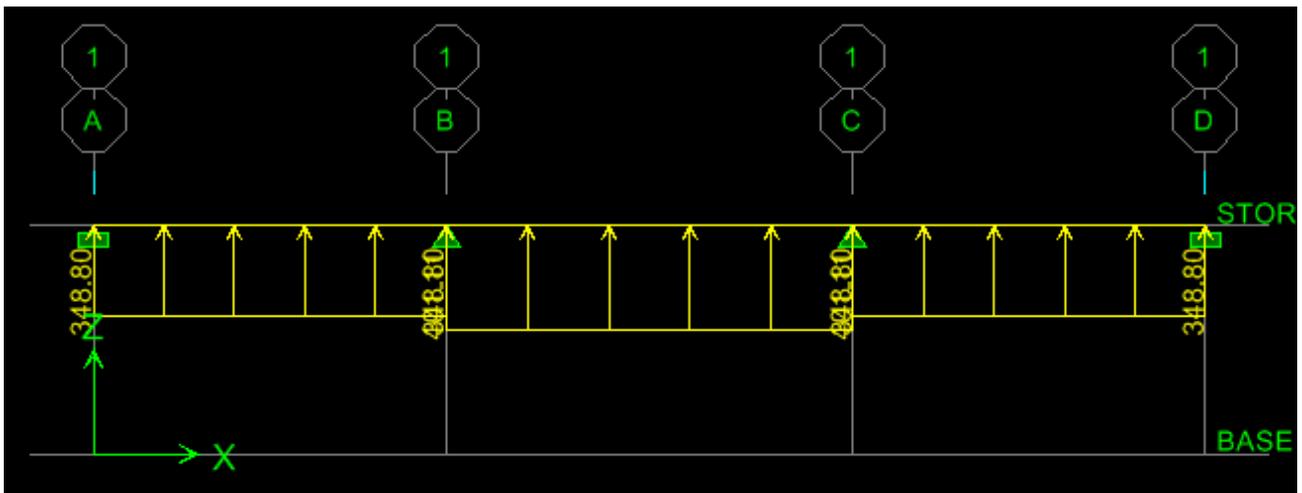


Figure 7.9 : Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant.

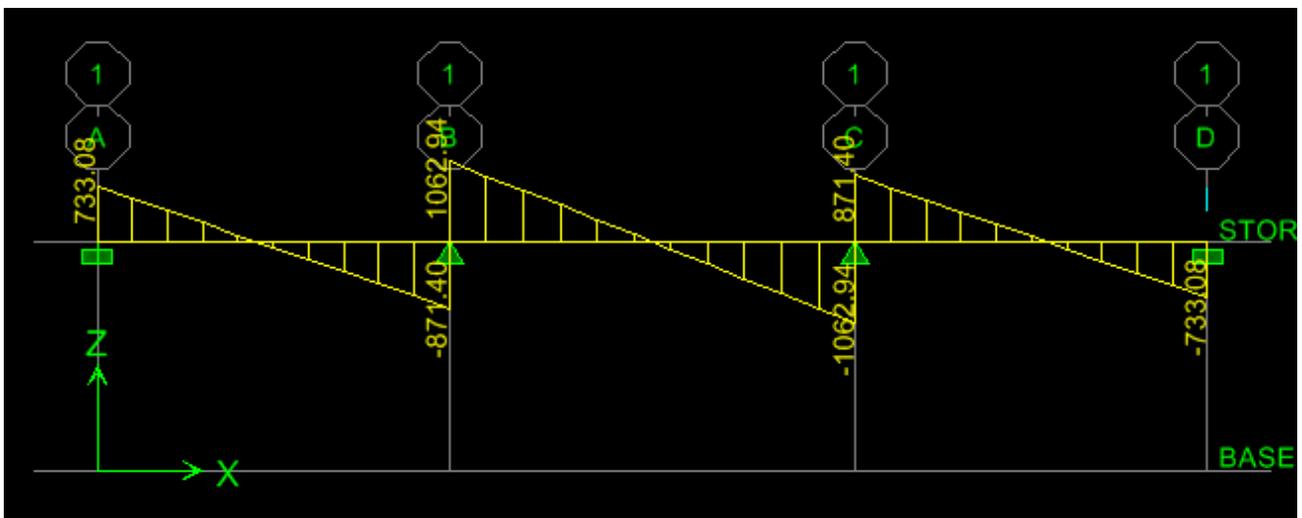


Figure 7.10 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN.m

b. ELS

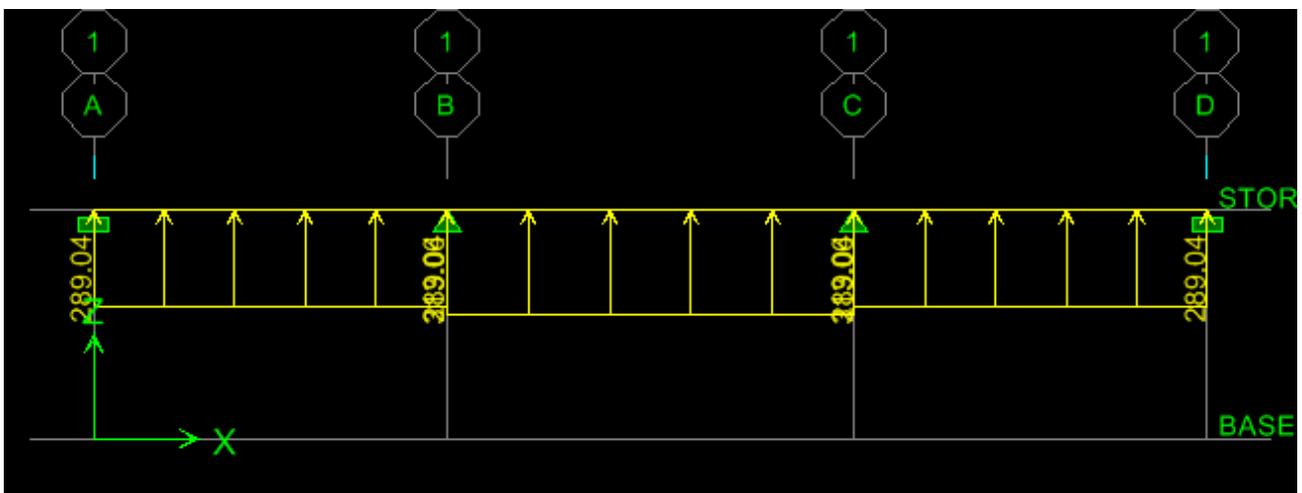


Figure 7.11 : Le chargement à ELS pour les moments.

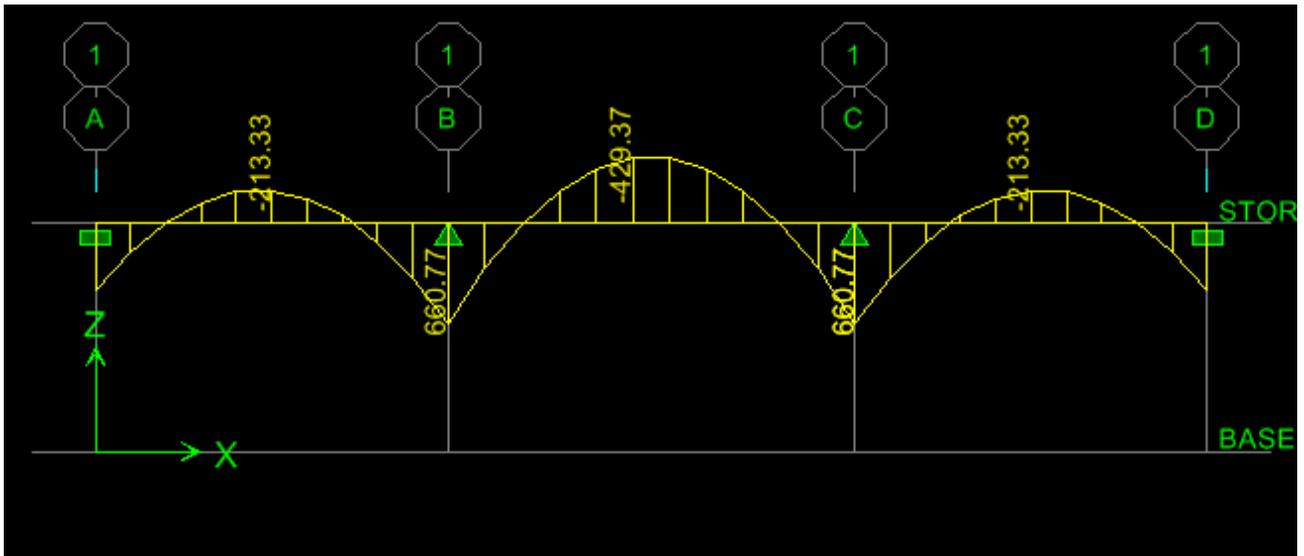


Figure 7.12 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m.

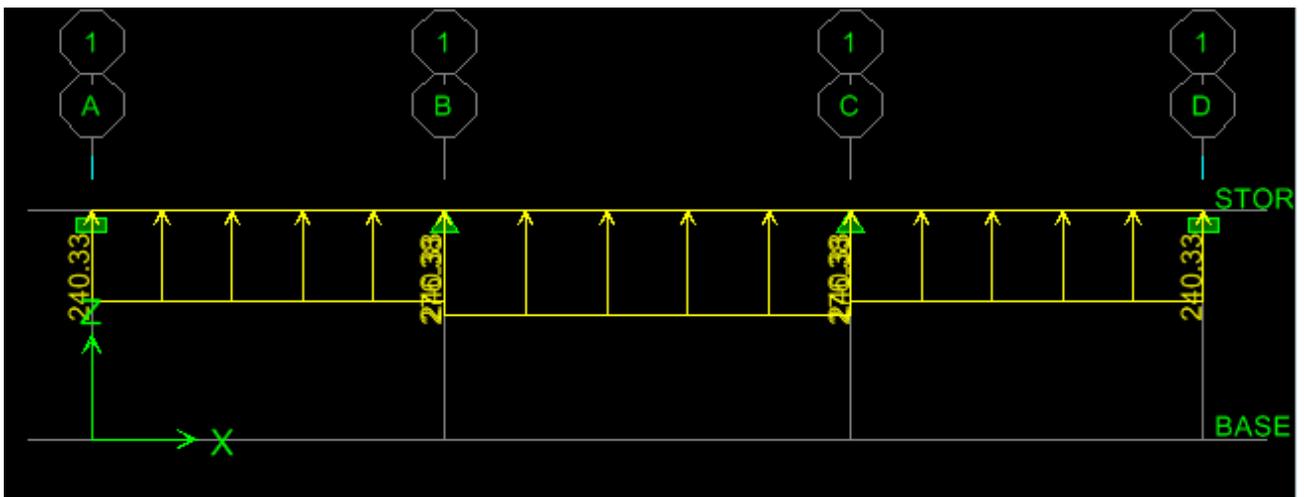


Figure 7.13 : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant.

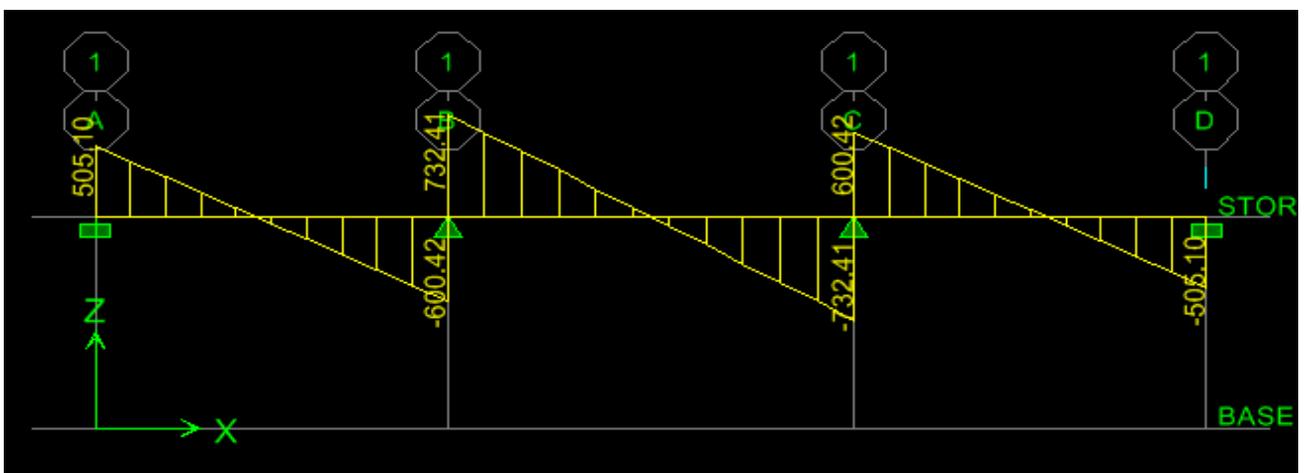


Figure 7.14 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN.

- Sens Y-Y
 - a. ELU

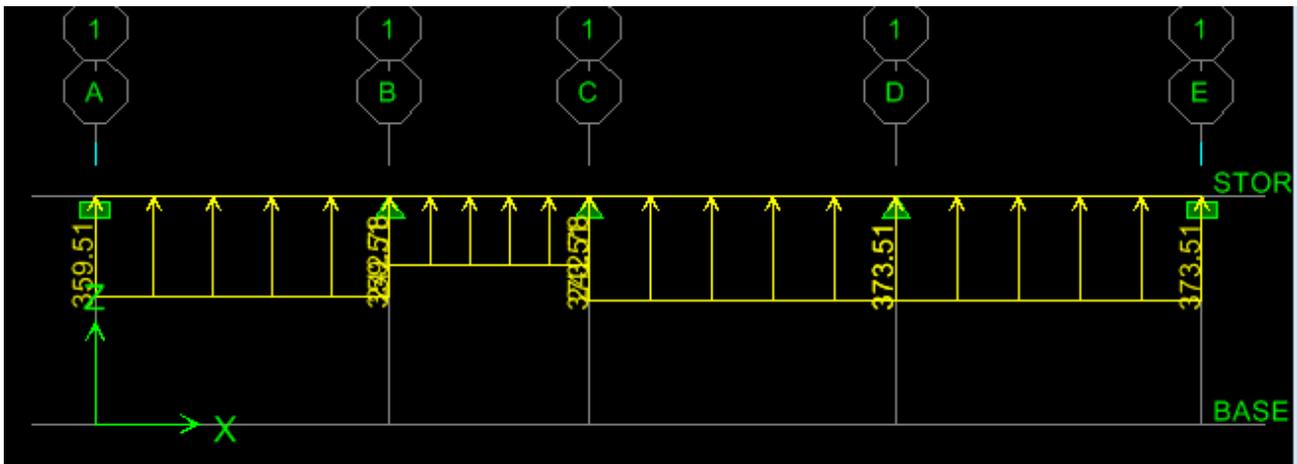


Figure 7.15: Le chargement à ELU pour les moments.

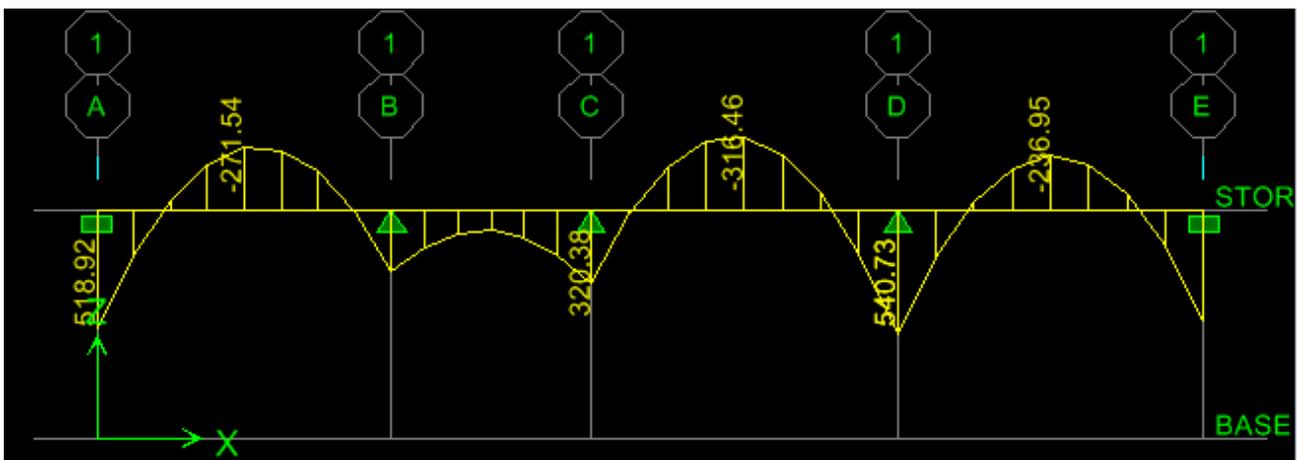


Figure 7.16 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

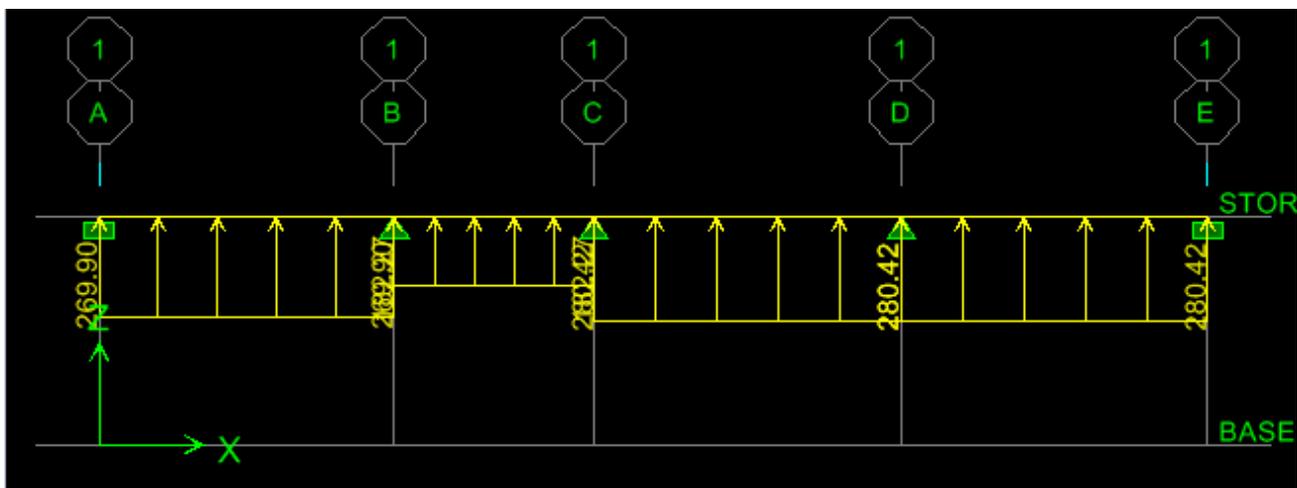


Figure 7.17: Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant.

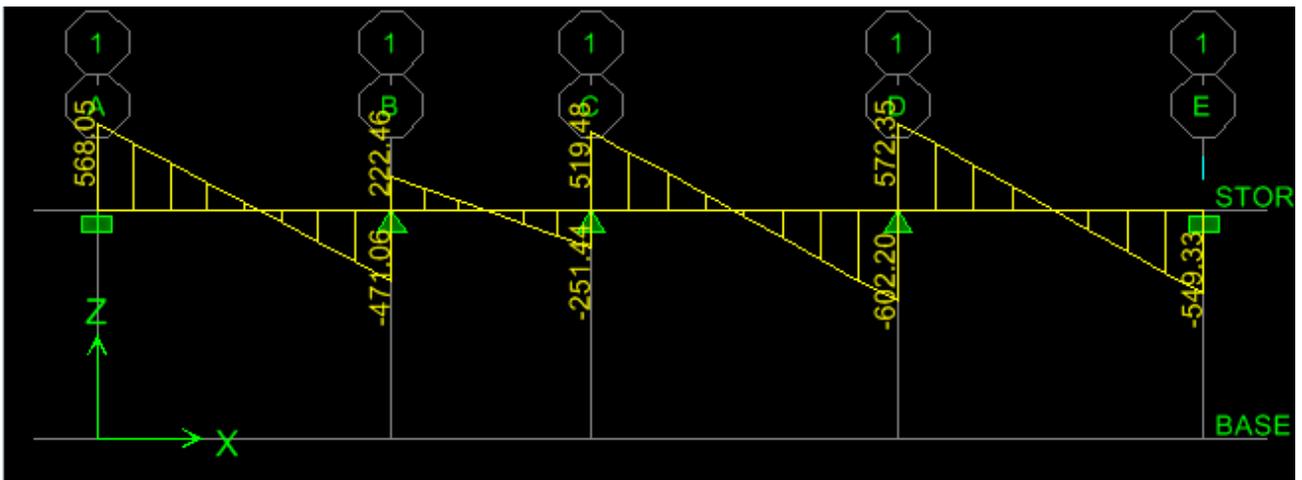


Figure 7.18 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en kN.

b. ELS

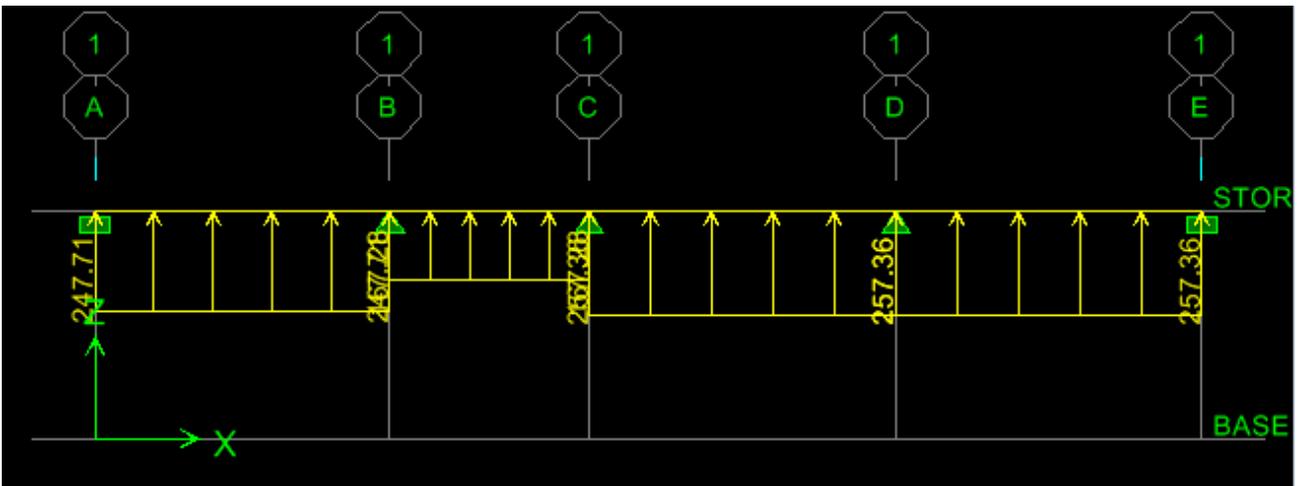


Figure 7.19 : Le chargement à ELS pour les moments.

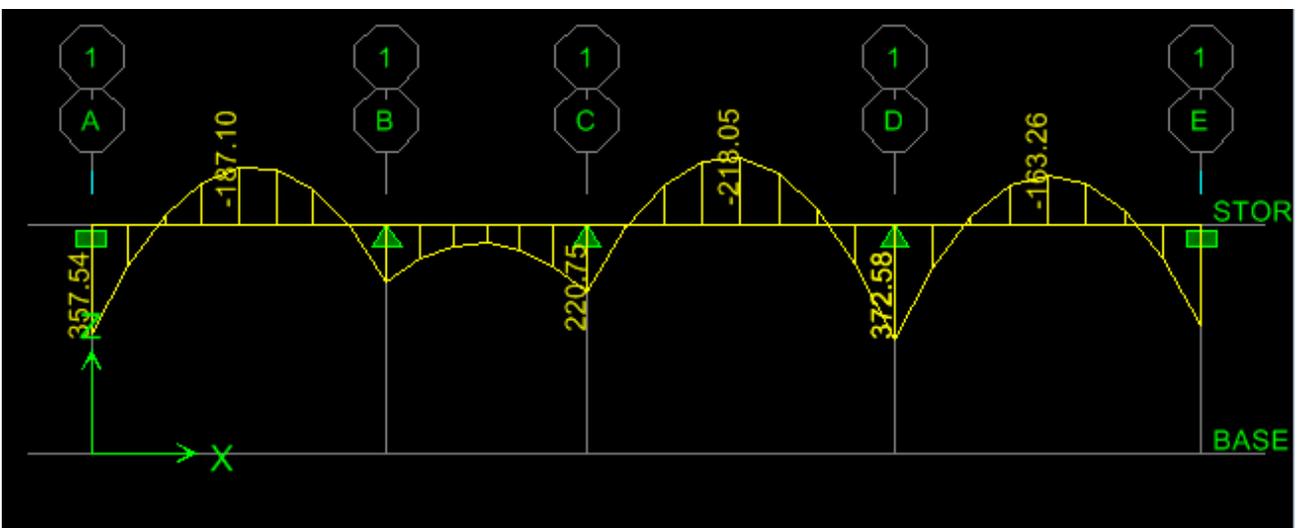


Figure 7.20 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en kN.m.

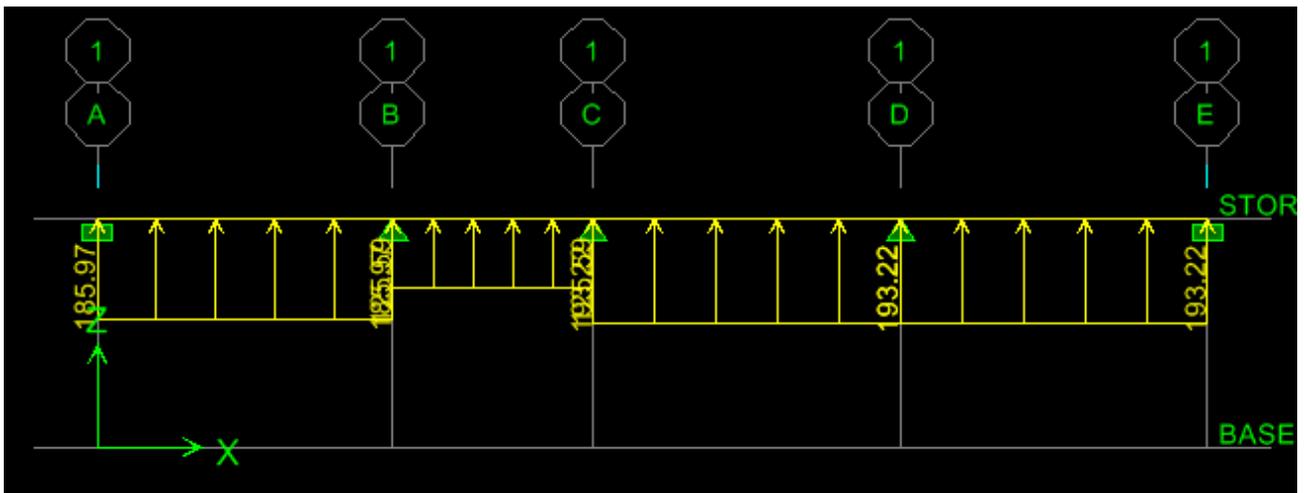


Figure 7.21 : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant.

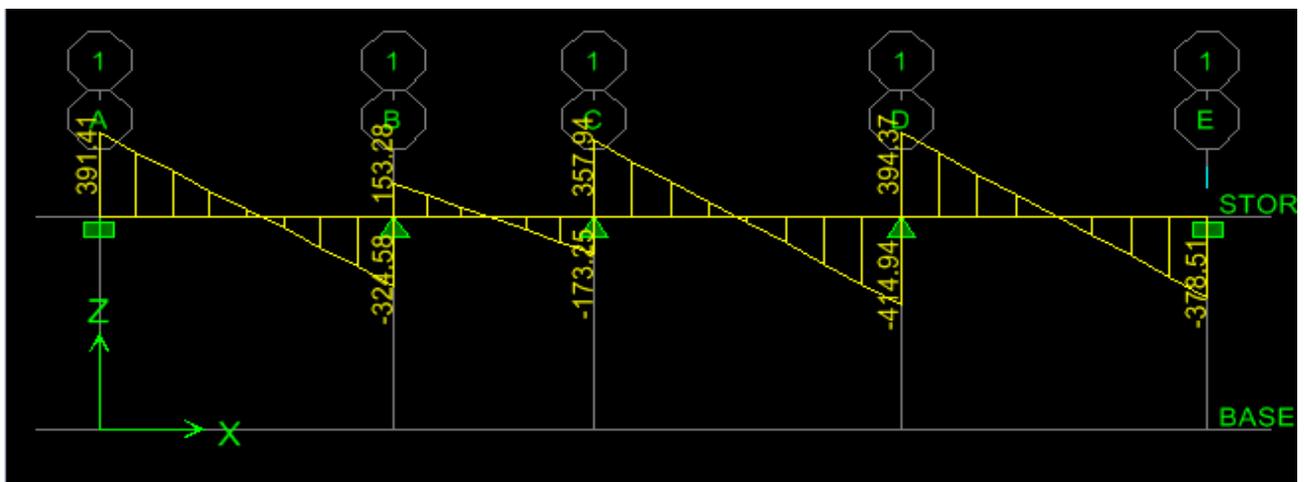


Figure 7.22 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN.

Tableau 7.8 : Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximum

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Moments max (Travée)	$M_{u \text{ travée}} = 623.16 \text{ KN.m}$	$M_{u \text{ travée}} = 316.46 \text{ KN.m}$
	$M_{s \text{ travée}} = 429.37 \text{ KN.m}$	$M_{s \text{ travée}} = 218.05 \text{ KN.m}$
Moments max (Appuis)	$M_{u \text{ appuis}} = 958.99 \text{ KN.m}$	$M_{u \text{ appuis}} = 540.73 \text{ KN.m}$
	$M_{s \text{ appuis}} = 660.77 \text{ KN.m}$	$M_{s \text{ appuis}} = 372.58 \text{ KN.m}$
Efforts Tranchants	$T_u = 1062.94 \text{ KN}$	$T_u = 602.20 \text{ KN}$
	$T_s = 732.41 \text{ KN}$	$T_s = 414.94 \text{ KN}$

7.8.2/ Ferrailage de la nervure à l'ELU

➤ **Armatures longitudinales**

$b = 50\text{cm} \quad ; \quad d = 97\text{ cm} \quad ; \quad f_{bc} = 14.2\text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st} = 348\text{ Mpa}$

$\mu_u = \frac{M_u^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{623.16 \times 10^6}{500 \times 970^2 \times 14,2} = 0.093 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$

$\mu_u = 0.093 \quad \beta = 0.952$

$A_a = \frac{M_u^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{623.16 \times 10^6}{0.952 \times 970 \times 348 \times 100} = 19.39\text{ cm}^2$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau 7.9 : Ferrailage des nervures à l'ELU

Sens	Zone	$M_u^{\max} (KN.m)$	μ_u	β	Section	A (cm^2)	A_s adopté(cm^2)	St
x-x	Travée	623.29	0.093	0.952	SSA	19.39	5HA20 (fil) +5HA16(chap)=25.75	10
	Appuis	958.99	0.143	0.923	SSA	30.77	5HA20 (fil) +5HA20(chap)=31.41	10
y-y	Travée	316.46	0.047	0.9755	SSA	9.61	5HA14 (fil) +5HA12(chap)=13.34	10
	Appuis	540.73	0.080	0.958	SSA	16.72	5HA16 (fil) 5HA14(chap)=17.74	10

- **Armatures transversales** (BAEL 91mod 99/Art A.7.2.2)

$\phi_t \geq \frac{\phi_L^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{ mm} \quad \text{On prend } = 10\text{mm.}$

- **Espacement des armatures**

D'après le RPA 99 version 2003, l'espacement des armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Zone nodale**

$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{L_{\max}}\right) = \left(\frac{100}{4}, 12 \times 2\right) \leq \min(25;24) = 24\text{ cm.}$

Soit $S_t = 10\text{cm}$

➤ **Zone courante**

$S_t \leq \frac{h}{4} = 25\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$

- **La quantité d'armatures transversales** (Art 7.5.2.2 RPA99/version 2003)

- En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5\text{ cm}^2$
- En zone courante : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25\text{ cm}^2$

Soit $A_t=4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

• **Armatures de peau (Art 4.34 /BAEL 91modifiée 99)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la qualité d'armature de peau nécessaire est donc : $A_p=3\text{cm}^2/\text{ml}\times 1\text{m}=3 \text{ cm}^2/\text{par paroi}$. Soit : $2HA14=3.08\text{cm}^2/\text{par paroi}$.

7.8.3/ Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL91 md99/Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 97 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 5.85\text{cm}^2$$

➤ **Aux appuis**

Sens x-x : $A_a = 31.41 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.85 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

Sens y-y : $A_a = 17.74 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.85 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

➤ **En travées**

Sens x-x : $A_t = 25.75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.85 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

Sens y-y : $A_t = 13.34 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.85 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

b. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Sens longitudinal

$$T_u^{\max} = 1062.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1062.94 \times 10^3}{500 \times 970} = 2.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Sens transversal

$$T_u^{\max} = 602.20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{602.20 \times 10^3}{500 \times 970} = 1.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

7.8.4/ Vérification à l'ELS

On peut se dispenser de la vérification à l'ELS, si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens X-X

- Aux appuis**

$$\gamma = \frac{958.99}{660.77} = 1.45 \quad \text{Avec } \mu_u = 0.143 \quad \alpha = 0.1923$$

$$\alpha = 0.1923 \leq \frac{1.45-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.475 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée**

$$\gamma = \frac{623.16}{429.37} = 1.45 \quad \text{Avec } \mu_u = 0.093 \quad \alpha = 0.1209$$

$$\alpha = 0.1209 \leq \frac{1.45-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.475 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

- Aux appuis**

$$\gamma = \frac{540.73}{372.58} = 1.45 \quad \text{Avec } \mu_u = 0.080 \quad \alpha = 0.1044$$

$$\alpha = 0.1044 \leq \frac{1.45-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.475 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée**

$$\gamma = \frac{316.46}{218.05} = 1.45 \quad \text{Avec } \mu_u = 0.047 \quad \alpha = 0.0589$$

$$\alpha = 0.0589 \leq \frac{1.45-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.475 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La condition $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée, alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Le radier sera ferrailé comme suit :

- Dalle du radier

	Sens X-X	Sens Y-Y
Travée	6HA16 (St=16 cm)	4HA14 (St=25 cm)
Appuis	6HA14 (St=16 cm)	4HA12 (St=25 cm)

- Nervure

	Sens X-X	Sens Y-Y
Travée	5HA20 fil (St=10 cm) 5HA16 chap. (St=10 cm)	5HA14 fil (St=10 cm) 5HA12 chap. (St=10 cm)
Appuis	5HA20 fil (St=10 cm) 5HA20 chap (St=10 cm)	5HA16 fil (St=10 cm) 5HA14 chap. (St=10 cm)

conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil. parmi ces difficultés :

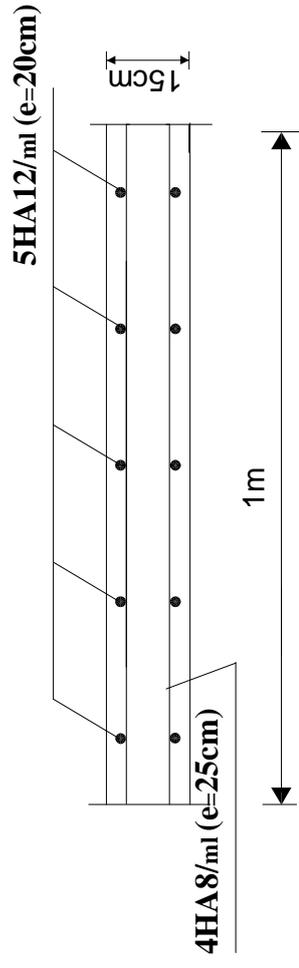
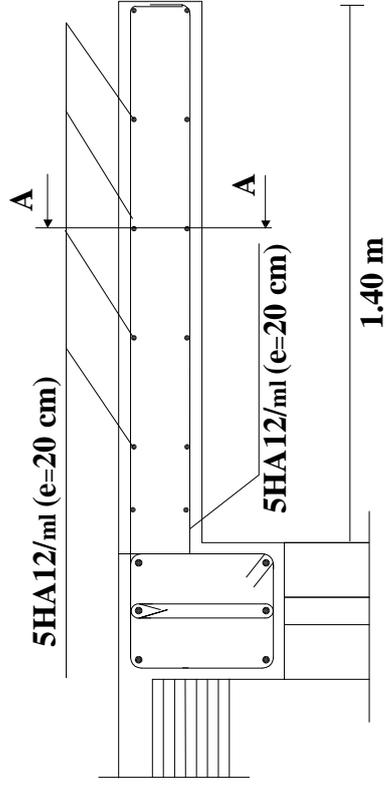
- Chapitre de contreventement qui nous a pris de temps Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.
- Chapitre calcule des éléments aussi. (calcule de la cage d'escalier)

Notre but consiste à maîtriser le sens de calcul des ouvrages en béton armé, Ainsi que le contenu du B.A.E.L et le règlement parasismique algérienne 99 version 2003, qui visent à assurer un niveau de protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des charges verticales et des effets des actions sismiques, par une Conception et un dimensionnement appropriés.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, on ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la Concordance avec le côté recherche car cette dernière peut permettre à évoluer notre savoir.

Bibliographie

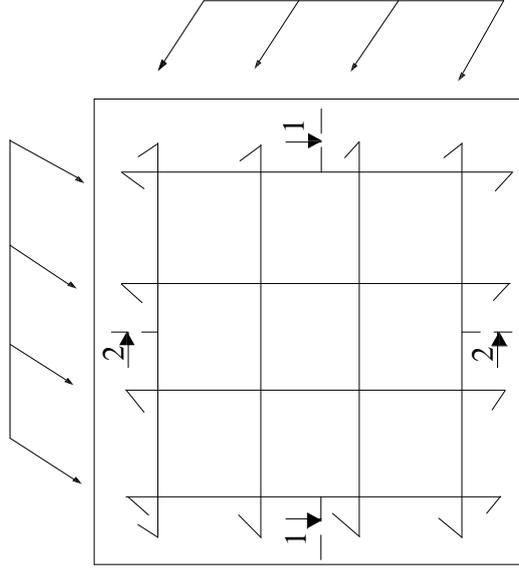
- BAEL 91, modifié 99 : règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Edition EYROLLES 1996).
- RPA 99, modifié 2003 : règles parasismiques algériennes.
- DTR-BC-22 : charges et surcharges d'exploitation.
- CBA 93 : conception et calcul des structures en béton armé.
- Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé, Edition Eyrolles.
- DTU, norme P92-701 : Résistance au feu des bétons.



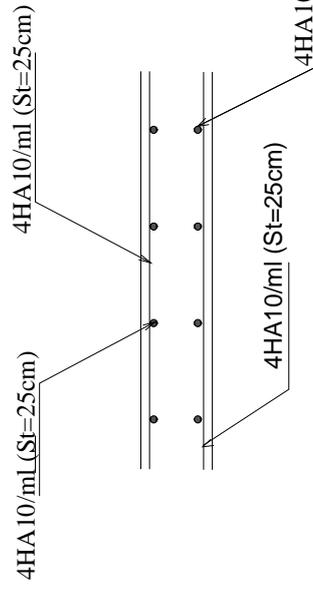
Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par BOUGHANIME Abdennasser IDDIR Karima	Plan de Ferrailage de porte à faux	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme CHERIFI	PROMOTION 2022/2023

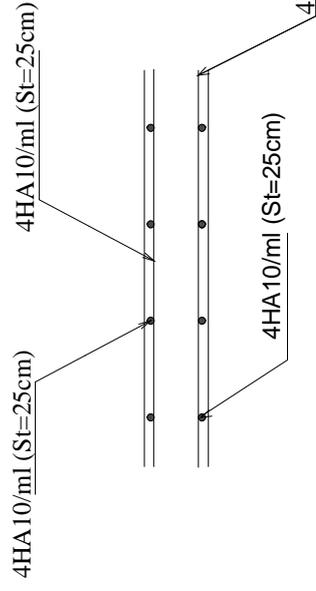
4HA10/ml (St=25cm)



4HA10/ml (St=25cm)

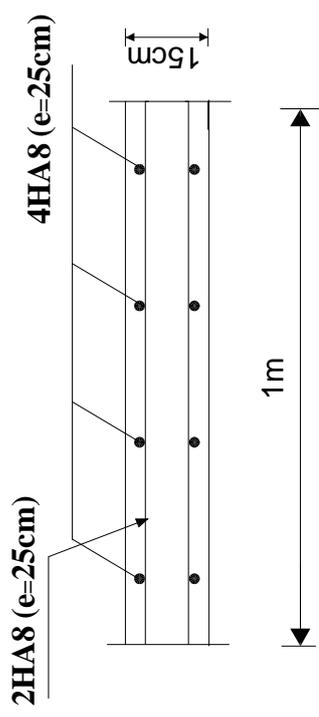
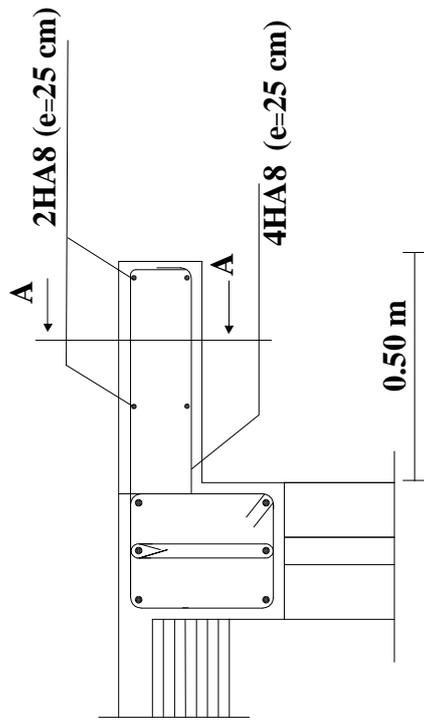


Coupe 1-1



Coupe 2-2

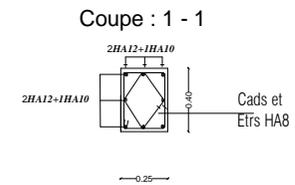
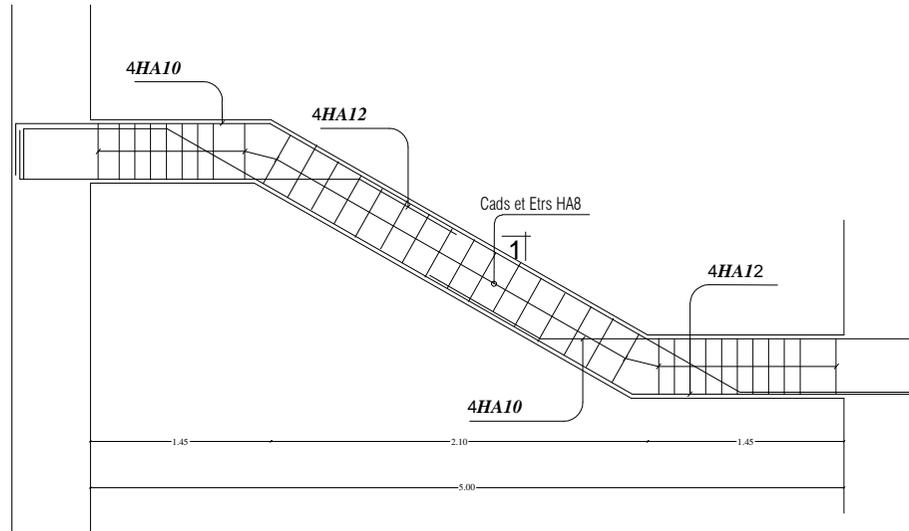
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil	proposé par B.E.T
Etudié par BOUGHANIME Abdennasser IDDIR Karima	Plan de Ferrailage de la dalle salle machine
Dirigé par	Mme CHERIFI
	Echelle: 1/50
	PROMOTION 2019/2020



Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par IDDIR Karima BOUGHANIME Abdenasser	Plan de Ferrailage du balcon	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme CHERIFI	PROMOTION 2022/2023

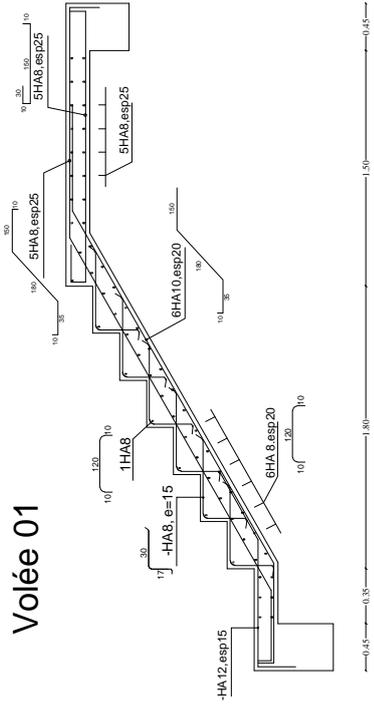
POUTRES PALIER (25X40)



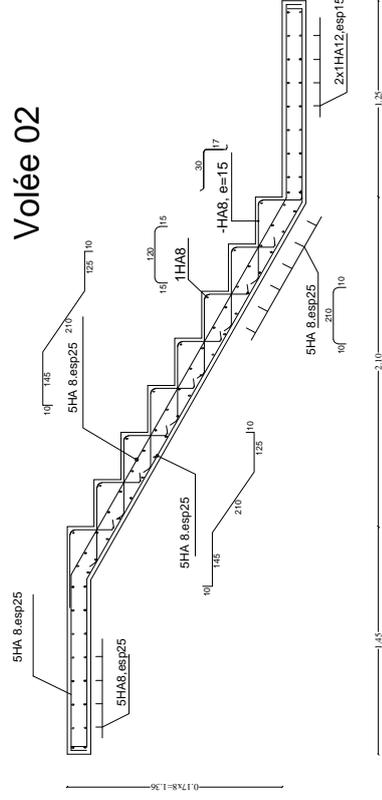
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Melle IDDIR karima Mr BOUGHANIME Abdennasser	Plan de coffrage de la poutre palière	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme CHERIFI	PROMOTION 2018/2019

Coffrage et Ferrailage d'Escalier RDC

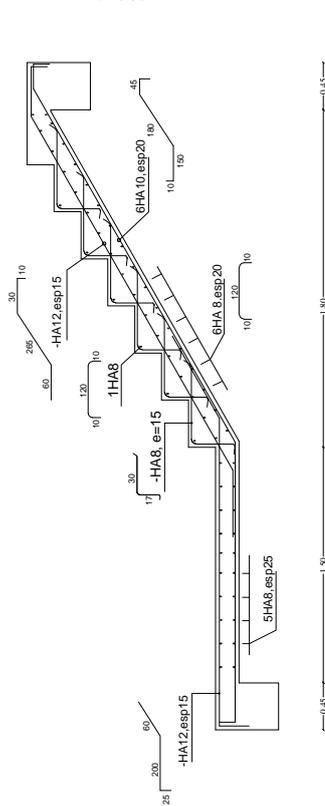
Volée 01



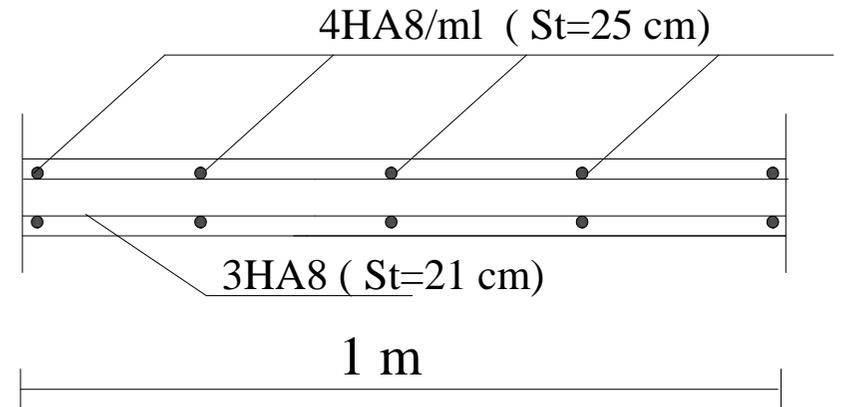
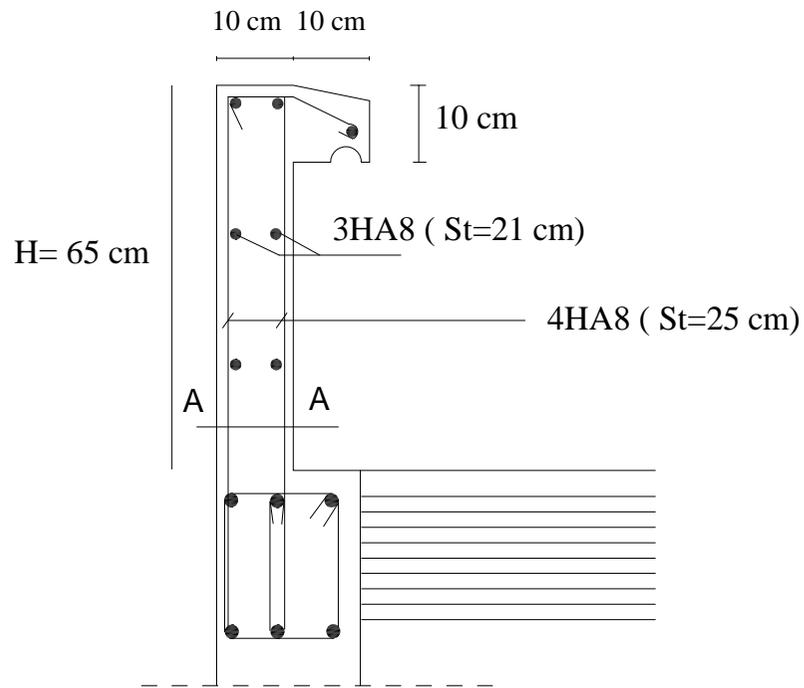
Volée 02



Volée 03



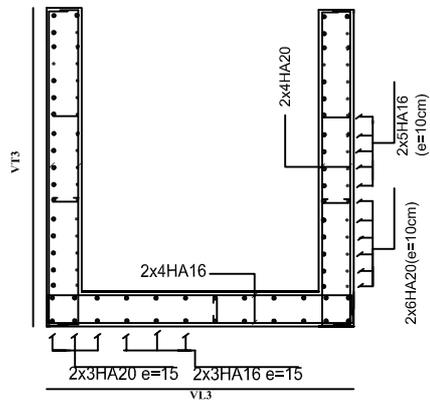
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil	proposé par B.E.T
Etudié par Melle IDDIR karima Mr BOUGHANIME Abdennasser	Plan de coffrage des fondations
Dirigé par Mme Charifi	Echelle: 1/50 PROMOTION



Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Melle: IDDIR Karima Mr: BOUGHANIME Abdennasser	Plan de Ferrailage de l'acrotère	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme CHERIFI	PROMOTION 2018/2019

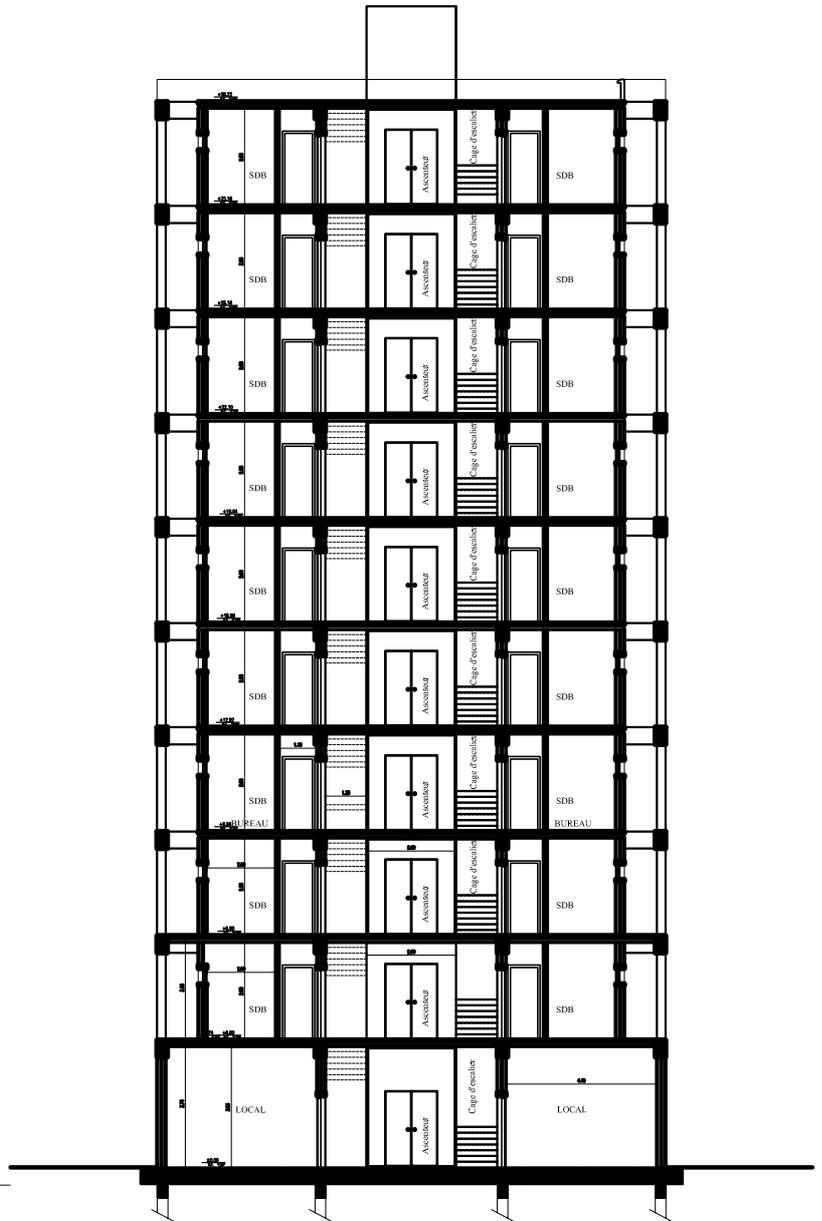
FERRAILLAGE DES VOILES



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Étudié par BOUGHANIME Abdennacer IDDIR Karima	Plan de Ferraillage des voiles	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme CHERIFI	PROMOTION 2018/2019

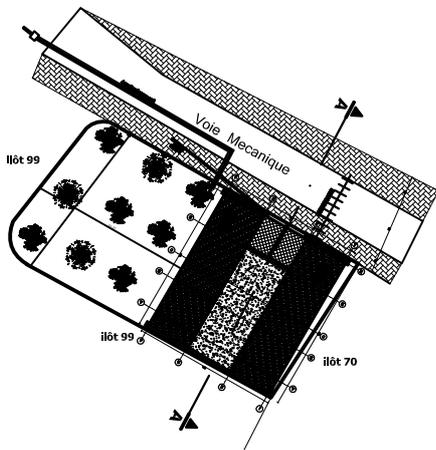


Façade principale



coupe transversale a-a

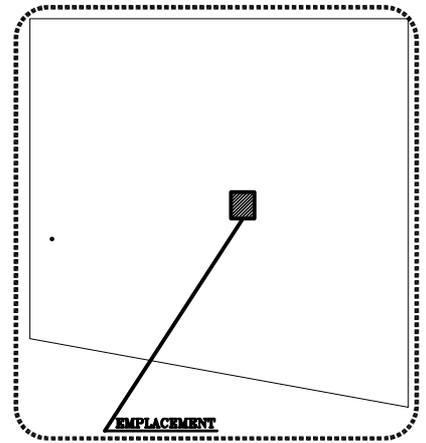
PLAN DE MASSE
ECH :1/200



FICHE TECHNIQUE

Surface du terrain S= 558.00m²
 surface bâtis vétuste S=276.00 m²
 Surface enprise au sol nouvelle construction S= 184.80 m²
 C.E.S:0.28

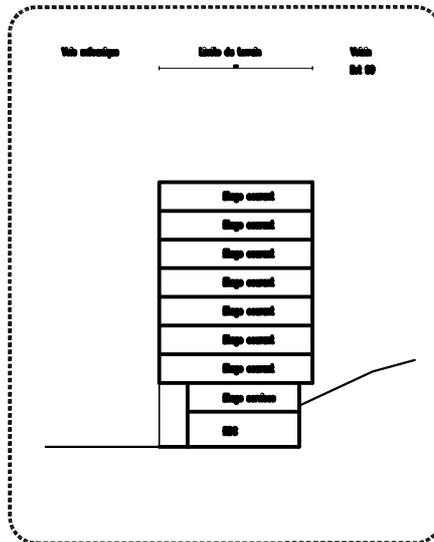
PLAN DE SITUATION
ECH :1/25000



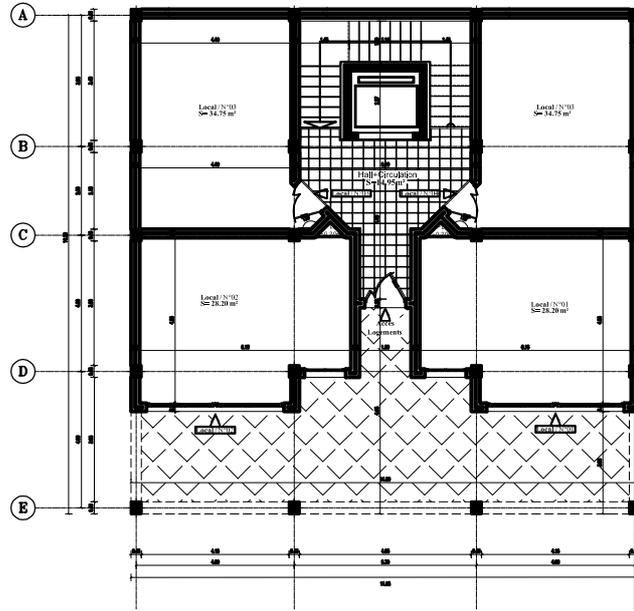
LEGENDE

- Limite du terrain
- Branchement au réseau AEP
- Branchement au réseau électrique
- Branchement au réseau d'assainissement

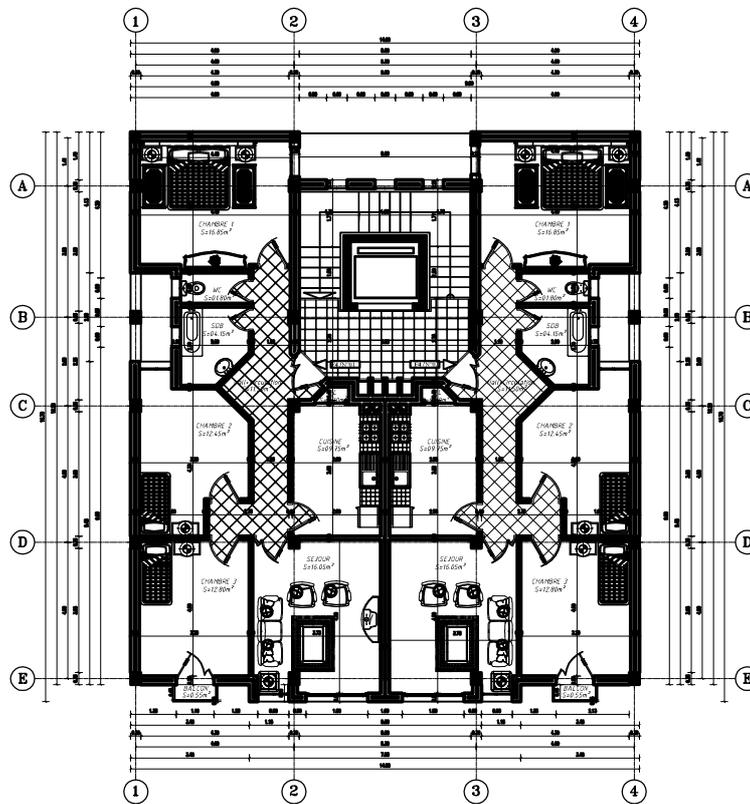
COUPE SCHEMATIQUE
ECH :1/200



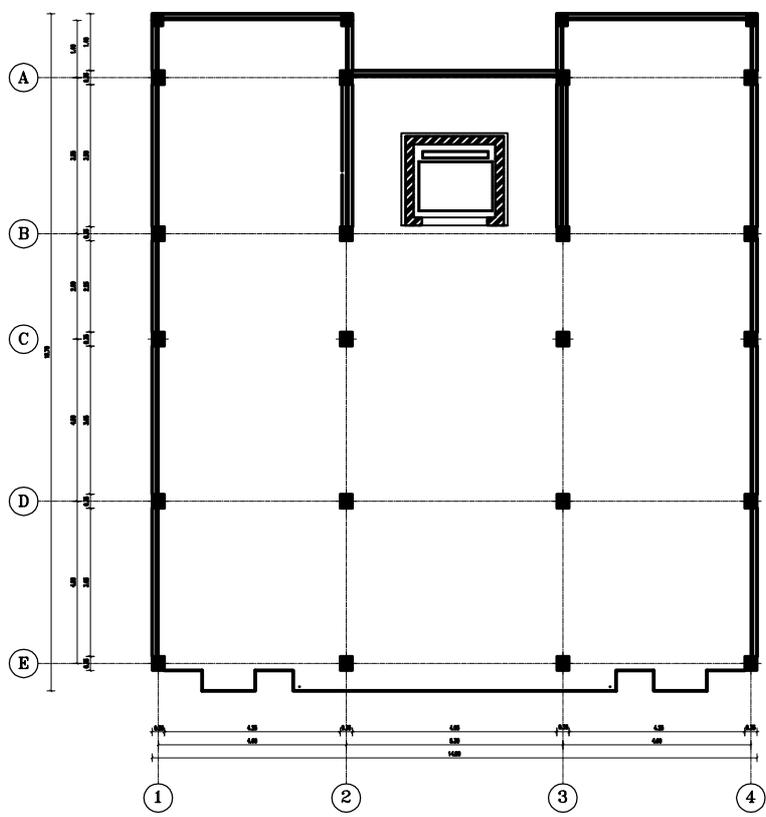
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



plan RDC niv 0.00

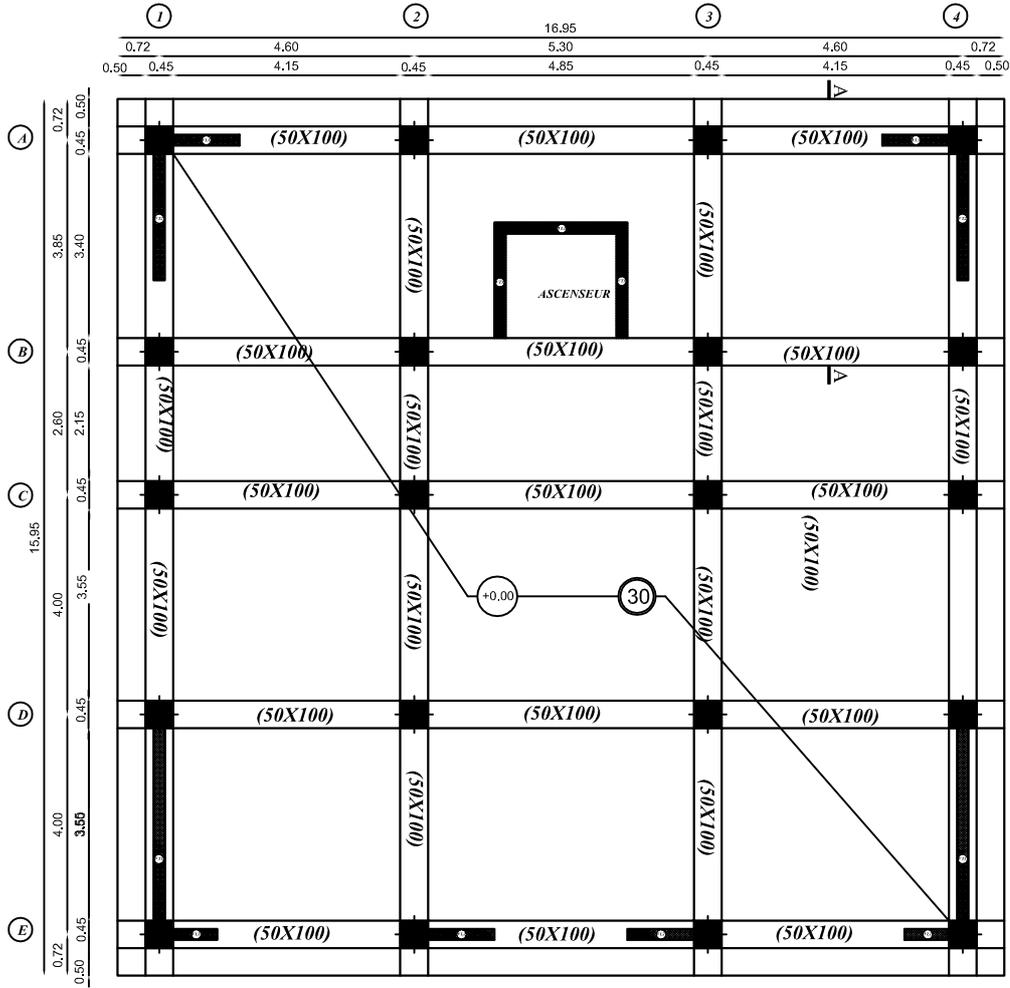


PLAN ETAGE COURANT

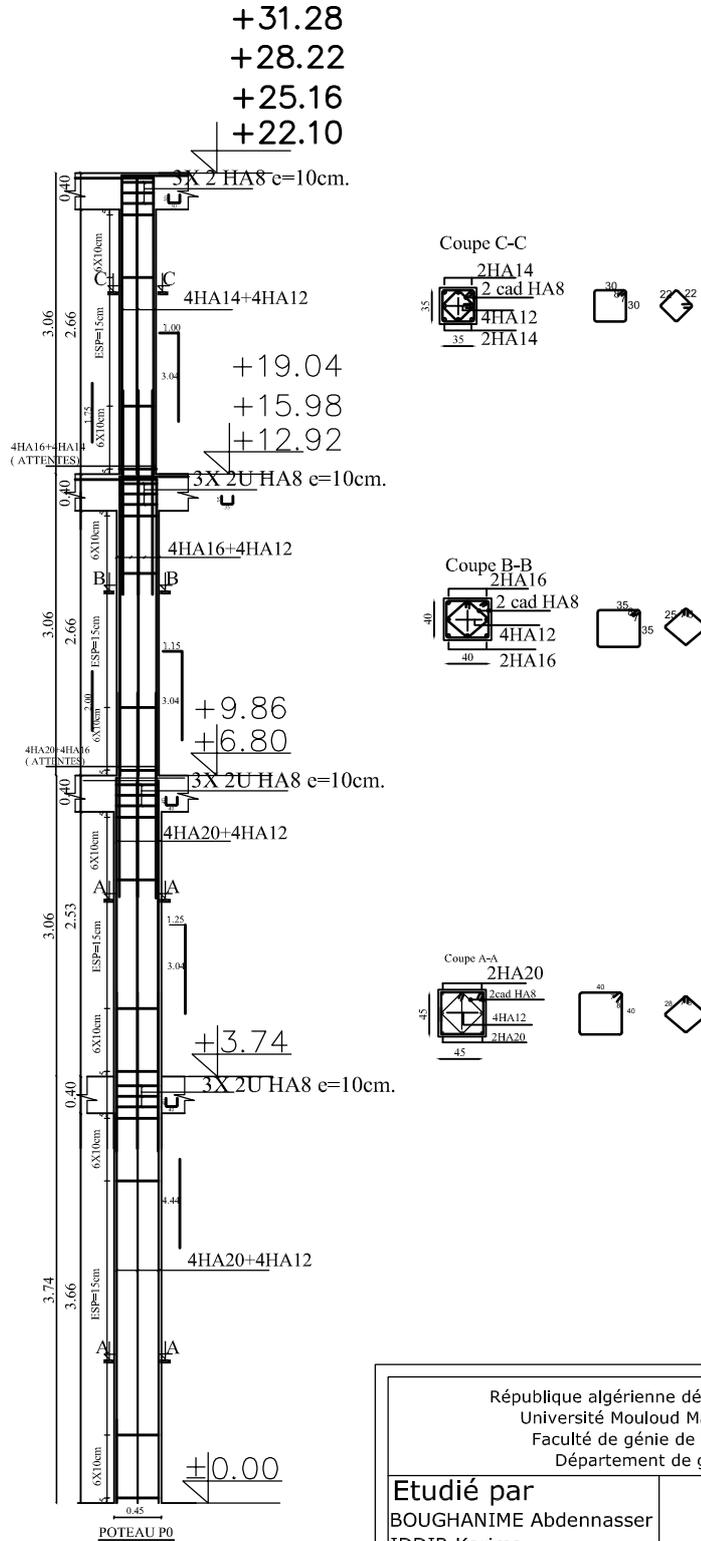


PLAN DE TOITURE

COFFRAGE DES FONDATIONS NIV+0.00

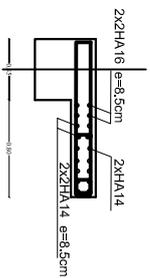


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Melle IDDIR kartma Mr BOUGHANIME Abdennacer	Plan de coffrage des fondations	Echelle:1/50
Dirigé par	Mme Cherifi	PROMOTION 2018/2019

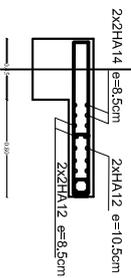


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par BOUGHANIME Abdennasser IDDIR Karima	Plan de Ferrailage des voiles	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme CHERIFI	PROMOTION 2018/2019

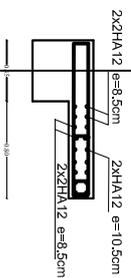
Ferrillage des voiles B1C



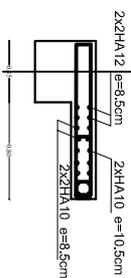
Ferrillage des voiles Zone I



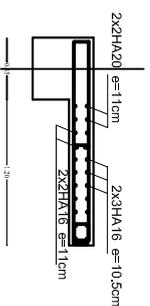
Ferrillage des voiles Zone II



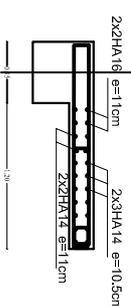
Ferrillage des voiles Zone III



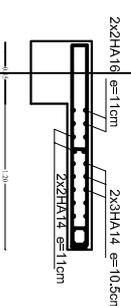
Ferrillage des voiles B1C



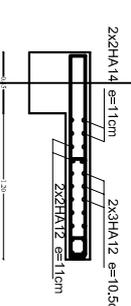
Ferrillage des voiles Zone I



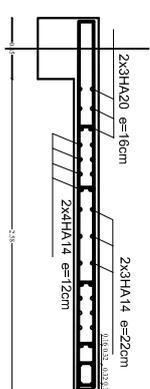
Ferrillage des voiles Zone II



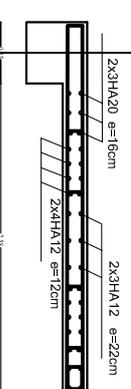
Ferrillage des voiles Zone III



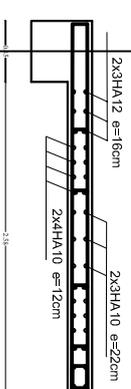
Ferrillage des voiles B1C



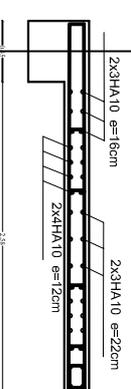
Ferrillage des voiles Zone I



Ferrillage des voiles Zone II

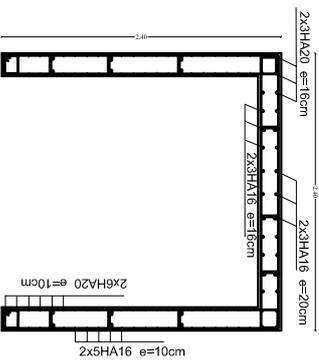


Ferrillage des voiles Zone III

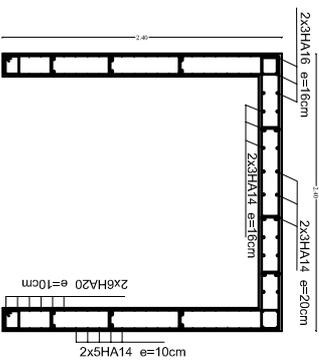


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par BOUGHANIME Abdennasser IDDIR Karima	Plan de Ferrailage des voiles	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme CHERIFI	PROMOTION 2018/2019

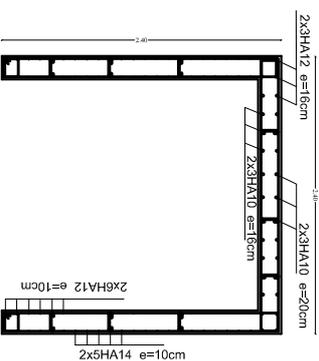
Ferraillage des voiles Zone B/C



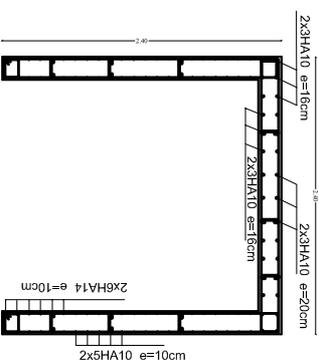
Ferraillage des voiles Zone I



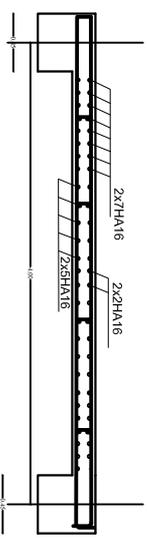
Ferraillage des voiles Zone II



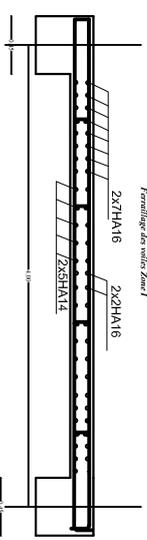
Ferraillage des voiles Zone III



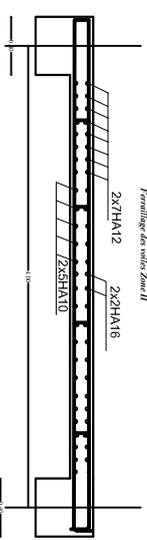
Ferraillage des voiles Zone B/C



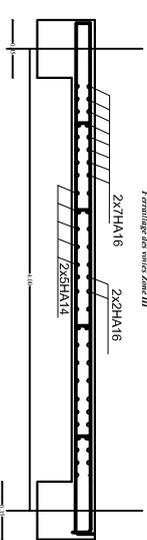
Ferraillage des voiles Zone I



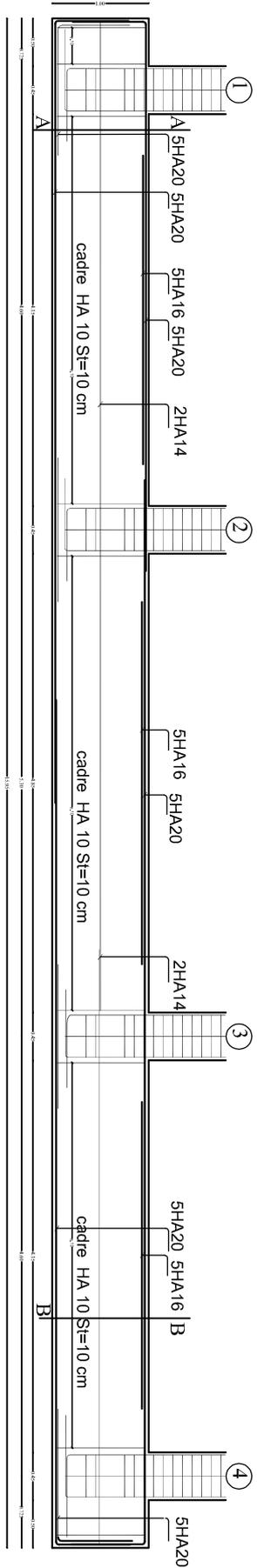
Ferraillage des voiles Zone II



Ferraillage des voiles Zone III

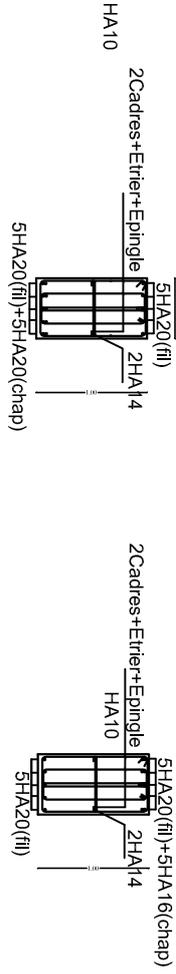


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Dirigé par BOUGHANIME Abdennasser IDDIR Karima	Plan de Ferraillage des voiles Mme CHERIFI

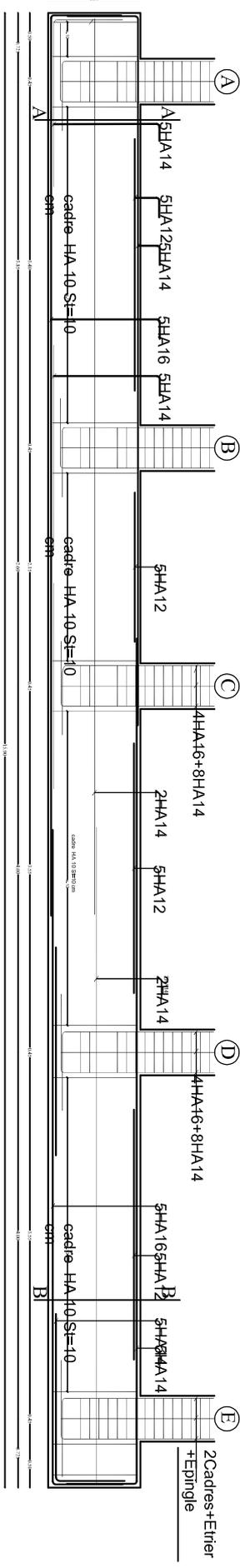


Coupe A-A

Coupe B-B



LIBAGE(50x100) AXES: 1, 2, 3 & 4



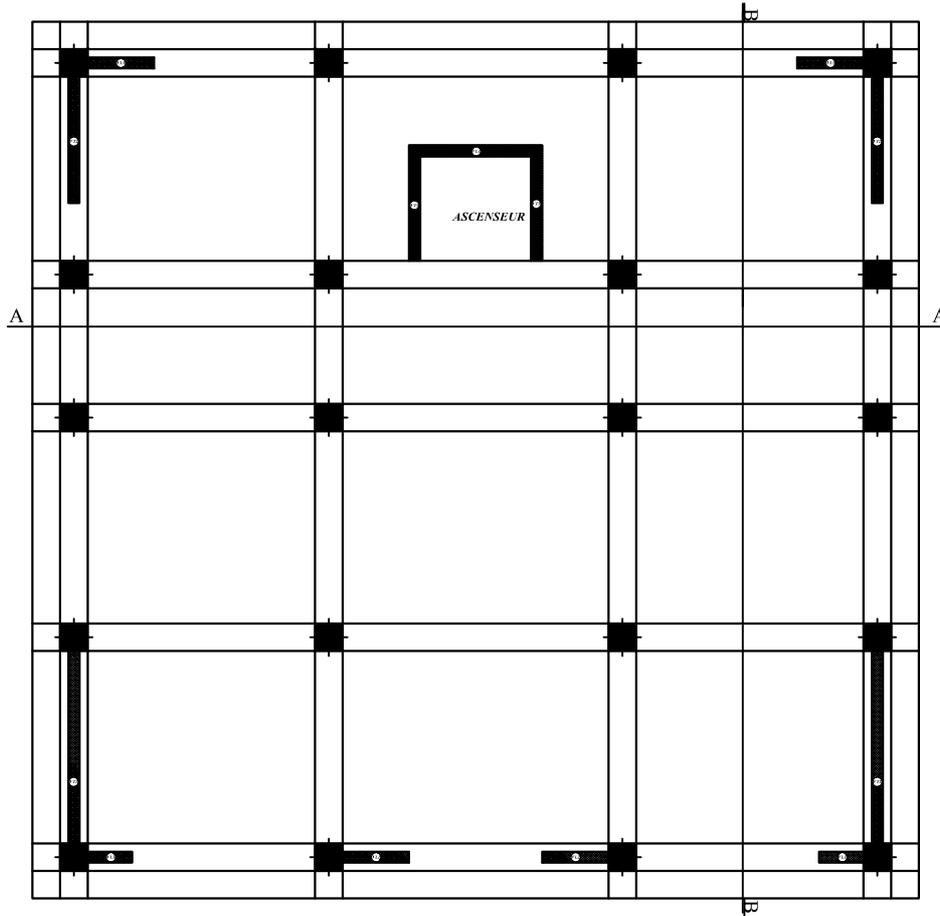
Coupe A-A

Coupe B-B

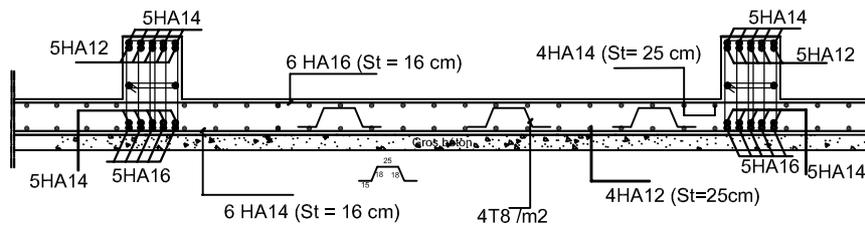


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B. E. T	
Etudié par Melle IDJIR Karima M. BOUGHAMINE Abdennasser		Plan de Ferrailage des nervures	
Echelle: 1/50 PROMOTION 2018/2019		Mme CHERIFI	

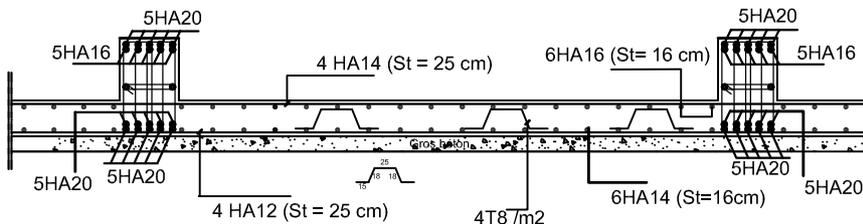
COFFRAGE DES FONDATIONS NIV+0.00



Ferraillage de la dalle sens X-X (coupe A-A)



Ferraillage de la dalle sens Y-Y(coupe B-B)



République algérienne démocratique et populaire Université Moutoud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par IDDIR Karima BOUGHANIME Abdoumasser	Plan de Ferraillage de la dalle du radier	Echelle:1/50
Dirigé par	Mme CHERIFI	PROMOTION 2018/2019

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF