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

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme de Master professionnel en génie civil.

Option : Construction Civile Et Industrielle.

Thème

Calcul d'une structure d'un bâtiment en (RDC +7 étages courants) à usage multiple contreventée par voiles avec l'application du logiciel ETABS V-9.7.0



Étudié par:
- Mr : IKHLEF Aghiles
- Mr : HAFIS Hocine.

Dirigé par :
- Mme : CHERIFI

Promotion
2021-2022

REMERCIEMENTS

Au premier lieu, je remercie Dieu le tout puissant.

En second, mes chers parents de m'avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Mes remerciements les plus sincères pour ma promotrice madame CHERIFI Fatiha , qui représente pour moi le guide et l'exemple du sérieux dans le travail. Je le remercie pour la qualité de son encadrement, pour sa patience, ses remarques et ses conseils

Je remercie tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Je remercie aussi les membres de jury qui me fera l'honneur de juger mon travail.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

I.1.Introduction……1

I.2.Description de l'ouvrage……..……1

I.3.Caractéristiques géométriques……...……..1

I.4.Règlements utilisés et normes de conception…….……1

I.5.Éléments de l'ouvrage……..……2

I.5.a. Superstructure……...……2..6

I.5.b. L'infrastructure……7

I.6. Les états limitent .....……7

I.6.1 Définition…….……7

I.6.2 Différentes états limites……...……...7

I.7.Matériaux……..……8

I.7.1 Béton……8

I.7.2 Les aciers …….……13

I.8 Les actions ……..……15

I.8.1 Définition……..……15

I.8.2 Les actions permanentes …….……15

I.8.3Les actions variables ……16

I.8.4.Les actions accidentelles ……16

I.9. conclusion ……16

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II. Introduction……17

II.1Plancher corps creux ……..……..17

II.2.Dalle plein……..……17

II.3.Poutres…….….18

II.4.Poteaux……..….21

II.5.Descente de charge....……...…..21

II.6.Détermination des charges et surcharges……22

II.6.1.Charge permanente…….……22

II.6.2.Charge d'exploitation…….....26

II.7.Dégression verticale des charges d'exploitations……27

II.8.Vérification de la résistance des poteaux au flambement ….30

II.9.Pré-dimensionnement des voiles……...31

II.10.Conclusion……32

Chapitre III : Calcule des éléments

III. Introduction……33

III.A.L'acrotère……33

III.A.1.Calcule des sollicitations……..34

III.A.2.Combinaison de charge……34

III.A.3.Ferraillage…….....……34

III.A.4.Vérifications……..……35

III.A.5.Vérification a l'ELU……...…..36

III.A.6.Vérification des contraintes a l'ELS……..……37

III.A.7.Vérification au séisme……..38

III.A.8.Conclusion…….39

III.B. Les planchers……..40

III.B.1.La dalle de compression……..……40

III.B.1.1.Armatures perpendiculaire aux nervures……...…40

III.B.1.2.Armatures parallèle nervures ……..40

III.B.2.Etude de la poutrelle(dimensionnement)……...41

III.B.3.Calcul de la poutrelle ……..42

III.B.4.Choix de la méthode de calcul…….42

III.B.4.1.Principe de la méthode …….43

III.B.4.2.Exposé de la méthode ……44

III.B.5.Calcul des poutres a l'ELU……..45

III.B.6.Calcul des poutres a l'ELS……..……48

III.B.7.Ferraillage a l'ELU……51

III.B.8.Vérifications a l'ELU……..52

III.B.9Verifications a l'ELS……54

III.B.10.Conclusion……56

III.B.11.Calcul de la Flèche ……..56

III.C. Calcul d'escalier……60

III.C.1.Définition ……..60

III.C.2.Terminologie……60

III.C.3.Pré-dimensionnement……..……61

III.C.4.Détermination des sollicitations de calcul…….……62

III.C.5.Calcul des armatures a l'ELU……67

III.C.6.Vérifications a l'ELU……68

III.C.7.Calcul a l'ELS……70

III.C.8.Vérifications a l'ELS……73

III.C.9.Conclusion……76

III.D. Balcon en dalle pleine……77

III.D.1.Détermination des charges et surcharges……..77

III.D.2.Combinaison de charges……77

III.D.2.1.combinaison de charges a l'ELU……78

III.D.2.2.combinaison de charges a l'ELS……78

III.D.3.Calcul des efforts internes……78

III.D.4.Ferraillege……..79

III.D.4.1.Vérifications a l'ELU…….80

III.D.4.2.Vérifications a l'ELS……...……..82

III.D.5.Conclusion…….83

III.E.Calcul de la salle machine……...84

III.E.1.Introducion……..……..84

III.E.2.Calcul de la dalle plein de la salle machine……84

III.E.3.Ferraillage…….87

III.E.4.Vérification a l'ELU……89

III.E.5. Vérification a l'ELS……92

III.E.6. Vérification de la fléche……..93

III.E.7.Conclusion……93

III.F. Calcul de la poutre palière……95

III.F.2.Détermination des charges et surcharges ……..96

III.F.3.Combinaison de charges……...…96

III.F.4.Calcul des efforts internes a l'ELU……...……..96

III.F.5.Calcul des efforts internes a l'ELS……..98

III.F.6.Ferraillage a l'ELU…….....100

III.F.7.Vérification a l'ELU……..100

III.F.8.Vérification a l'ELS……103

III.F.9.Conclusion……...…104

Chapitre IV : Modélisation et verifications des conditions RPA

IV.1.Introduction……105

IV.2.Définition du logiciel de calcul ……..105

IV.3.Les étapes de la modélisation…….105

IV.4.Étapes d'introduction des donnes…….....…105

IV.5.Vérification des conditions du RPA…….117

IV.5.1.Justification du système de contreventement……117

IV.5.2.Vérification de la période empirique T ……122

IV.5.3.Vérification de l'effort tranchant a la base……..…….124

IV.6.Vérification de l'effort sismique dynamique Vd…….130

IV.7.Vérification des déplacements relatifs…….….132

IV.8.Vérification de l'effet P-DELTA……..….134

IV.9.Conclusion……..….136

Chapitre V : Ferraillage des éléments

V.1.1.Ferraillage des poteaux……..137

V.1.1.Introduction……..137

V.1.2.Recommandations du RPA…….137

V.1.3.Calcul des armatures a l'ELU……137

V.1.4.Exemple de calcul a l'ELU……..……141

V.1.4.1.Verifications a l'ELU…….……..142

V.1.4.2Verifications a l'ELS……...……..……145

V.1.5.Conclusion……..……..147

V.2 .Ferraillage des poutres……..148

V.2.1.Recommandations du RPA…….148

V.2.2.Etapes de calcul des ferraillages……..…149

V.2.3.Ferraillage des poutres……...……..……...149

V.2.4.Vérifications a l'ELU……..150

V.2.5.Vérification a l'ELS…….154

V.3.Ferraillage des voiles……..…157

V.3.1Combinnaison d'actions……...……157

V.3.2.Ferraillage des voiles……...157

V.3.3.Comportement d'un voile……...…157

V.3.4.Exposé de la méthode……..158

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

VI.1.Introduction…….164

VI.2.Etude géotechnique du sol……...164

VI.3.Choix du type de fondation…….164

VI.3.1.Semelles isolées pour les poteaux……164

VI.3.2.Semelles filantes ……165

VI.3.2.1.Semelles filantes sous les voiles…….165

VI.3.2.2. Semelles filantes sous les poteaux……166

VI.4.Etude du radier générale…….168

VI.4.1.Pré-dimensionnement du radier……...168

VI.4.2.Détermination des sollicitations……168

VII.4.3.Détermination de la surface du radier……170

VII.4.4.Détermination des efforts a la base du radier……171

VII.4.5.Vérifications…….171

VII.4.6.Ferraillage du radier……174

VII.4.7.Vérifications a l'ELU……177

VII.4.8.Calcul et vérifications a l'ELS…….178

VII.5.Ferraillage du débord……..179

VII.5.1.Vérifications a l'ELU……180

VII.5.2.Vérifications a l'ELS…….180

VII.6.Ferraillage des nervures ……..181

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Figure I.1 : Plancher a corps creux ……P3

Figure I.2 : Dalle pleine ……..P3

Figure I.3 : Caractéristiques d'escalier droit ……..……P5

Figure I.4 : Murs intérieure et extérieure ……P6

Figure I.5 : Coffrage en bois et en métal ……..P6

Figure I.6 :Les fondations ……P7

Figure I.7 :Diagramme des contraintes de déformations du béton a l'ELU…P10

Figure I.8 :Diagramme des contraintes de déformations du béton a l'ELS...P11

Figure I.9 :Diagramme des contraintes de déformations dans l'acier ……P15

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Figure II.1 :Coupe d'un plancher en corps creux……..P17

Figure II.2 :poutres principales et secondaires ……..…..P19

Figure II.3 : Surface d'influence ……p22

Figure II.4 :Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible…….P22

Figure II.5 :Présentation du plancher étage courant……P23

Figure II.6 : Présentation du mur extérieur ……..P24

Figure II.7 :Présentation du mur intérieure ……..P24

Figure II.8 : Coupe verticale de l'acrotère……p25

Figure II.9 : Coupe des voiles en plant…..……P31

Chapitre III : Calcule des éléments

Figure III.A.1 :Coupe verticale de l'acrotère……P33

Figure III.A.2 :Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts internes.P33

Figure III.A.3 :Schéma de calcul de l'acrotère ……P34

Figure III.A.4 :Ferraillage de l'acrotère……P39

Figure III.B.1 :Treillis soudé……P41

Figure III.B.2 :Schéma de la section en T……P41

Figure III.B.3 :Diagramme des moments……P43

Figure III.B.4 :Schéma statique a l'ELU……p45

Figure III.B.5 :Diagramme des moments fléchissant a l'ELU……..P46

Figure III.B.6 :Diagramme des efforts tranchant a l'ELU……p46

Figure III.B.7 :Schéma statique a l'ELU……p46

Figure III.B.8 :Diagramme des moments fléchissant a l'ELU…….P47

Figure III.B.9 :Diagramme des efforts tranchant a l'ELU……P48

Figure III.B.10 : Schéma statique a l'ELS …….p48

Figure III.B.11 :Diagramme des moments fléchissant a l'ELS…….P49

Figure III.B.12 :Diagramme des efforts tranchant a l'ELS……P49

Figure III.B.13 :Schéma statique a l'ELS……P49

Figure III.B.14 :Diagramme des moments fléchissant a l'ELS……..p50

Figure III.B.15 :Diagramme des efforts tranchant a l'ELS……P50

Figure III.B.16 :Schéma de ferraillage corps creux……P58

Figure III.C.1 :Coupe verticale de l'escalier……P60

Figure III.C.2 :Présentation schématique des escaliers ……P61

Figure III.C.3 :Schéma statique a l'ELU……P64

Figure III.C.4 :Diagramme des efforts internes……P66

Figure III.C.5 :Section rectangulaire d'une bande de 1m…….P67

Figure III.C.6 :Schéma statique a l'ELS……..P70

Figure III.C.7 :Diagramme des efforts internes a l'ELS……P72

Figure III.C.8 :Schéma de ferraillage de l'escalier…….P76

Figure III.D.1 :Schéma statique du console……P77

Figure III.D.3 :Diagramme des moments a l'ELU……..P78

Figure III.D.4 :Diagramme des moments a l'ELS……..P79

Figure III.D.5 :Schéma de ferraillage de la console ……P83

Figure III.E.1 :Schématisation de la salle machine……..P84

Figure III.E.2 :Les moments du du au poids propre……P85

Figure III.E.3 :Les moments des charges calculer……..P86

Figure III.E.4 :Schéma de ferraillage de la salle machine……P94

Figure III.F.1 :Schéma de la poutre palière……..P95

Figure III.F.2 :Schéma statique de la poutre palière a l'ELU……..……P96

Figure III.F.3 :Diagramme des efforts internes……p97

Figure III.F.4 :Schéma statique de la poutre palière a l'ELS……..……p98

Figure III.F.5 :Diagramme des efforts internes a l'ELS……..P99

Figure III.F.6 :Schéma de ferraillage de la poutre palière……..P105

Chapitre IV : Modélisation et vérifications des conditions RPA

Figure IV.1 :Interface des initiations du modèle……..P106

Figure IV.10 :Interface d'introduction des donnes de spectre dans le logicielle RPA99…….…….P113

Figure IV.11 : Interface de l'introduction du spectre ……P113

Figure IV.12 :Interface de définition des caractéristiques du spectre….P114

Figure IV.17 : Vue en 3D de la structure…….P116

Figure IV.18 :Vue en plan de la structure…….P117

Chapitre V : Ferraillage des éléments

Figure V.2.1 :Section rectangulaire doublement armée ……..…..P150

Figure V.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles…….……...P161

Figure V.2 : Coupe du voile longitudinale……P162

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Figure VI.1 :Diagramme des contraintes sous le radier……P175

Figure VI.2 :Schéma statique du débord……...…P181

Figure VI.3 :Répartition trapézoïdale des charges……..…….P184

Figure VI.4 :Présentation du chargement simplifier…….P184

Figure VI.5 :Répartition triangulaire des charges…….....P184

Figure VI.6 :Schéma statique de la nervure a l'ELU.....P188

Figure VI.7 :Diagramme des moments fléchissant a l'ELU…..P188
Figure VI.8 : Schéma statique de la nervure a l'ELS…….P189
Figure VI.9 :Diagramme des efforts tranchants a l'ELU……..p189
Figure VI.10 :Schéma statique de la nervure a l'ELS……P190
Figure VI.11 :Diagramme des moments fléchissant a l'ELS….P190
Figure VI.12 :Schéma statique a l'ELS……..P191
Figure VI.13 :Diagramme des efforts tranchants ……P191
Figure VI.14 :Schéma statique de la nervure a l'ELU……P192
Figure VI.15 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU...P192
Figure VI.16 :Schéma statique de la nervure a l'ELU……P193
Figure VI.17 :Diagramme des efforts tranchants a l'ELU……P193
Figure VI.18 :Schéma statique de la nervure a l'ELS…….P194
Figure VI.19 :Diagramme des moments fléchissant a l'ELS…..P194
Figure VI.20 :Schéma statique de la nervure a l'ELS……..P195
Figure VI.21 :Diagramme des efforts tranchants a l'ELS…….P195

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Tableau I.1 :Caractéristiques des aciers……P13

Tableau I.2 :Contraintes des aciers utiliser ……..……P14

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tableau II.1 :Vérification des résultats ……..……P21

Tableau II.2 :Charge permanente de la terrasse……..……P23

Tableau II.3 :Charge permanente de l'étage courant……..….P23

Tableau II.4 :Charge permanente du balcon……P24

Tableau II.5 :Charge permanente du mur extérieure……P24

Tableau II.6 :Charge permanente du mur intérieure……P24

Tableau II.7 :Charge d'exploitation de tous les éléments……P26

Tableau II.8 :Les valeurs de la relation(3+n)/(2n)……P27

Tableau II.9 :Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau le plus solliciter……P28

Tableau II.10 :Vérification des sections des poteaux au recommandations du RPA pour la zone IIa ……...P30

Tableau II.11 :Détermination des épaisseurs des voiles ……P32

Tableau II.12 :Récapitulatif des sections des poteaux selon les nivaux……P32

Chapitre III : Calcule des éléments

Tableau III.B.1 :Valeurs des efforts internes a l'ELU……..P45

Tableau III.B.2 :Valeurs des efforts internes a l'ELU……..P47

Tableau III.B.3 :Valeurs des efforts internes a l'ELS……..P48

Tableau III.B.4 :Valeurs des efforts internes a l'ELS……..…P50

Chapitre IV : Modélisation et vérifications des conditions RPA

Tableau IV.1 :Justification de la période les modes de vibration et

les masses participante ……..……..P123

Tableau IV.2 : Valeurs des pénalités Pq…….P125

Tableau IV.3 :Tableau des efforts……..P128

Tableau IV.4 : Déplacement max selon x-x et y-y …….P130

Tableau IV.5 :Déplacement relatif sous l'action Ex……...P130

Tableau IV.6 : Déplacement relatif sous l'action Ey……..P130

Tableau IV.7 : Vérification de l'effet P-Delta…….P132

Chapitre V : Ferraillage des éléments

Tableau V.1.1 :Sections Max et Min d'armatures ……P138

Tableau V.1.2 :Ferraillage des poteaux……P142

Tableau V.1.3 :Détermination de la zone nodale…….P144

Tableau V.1.4 :Vérification au cisaillement ……P145

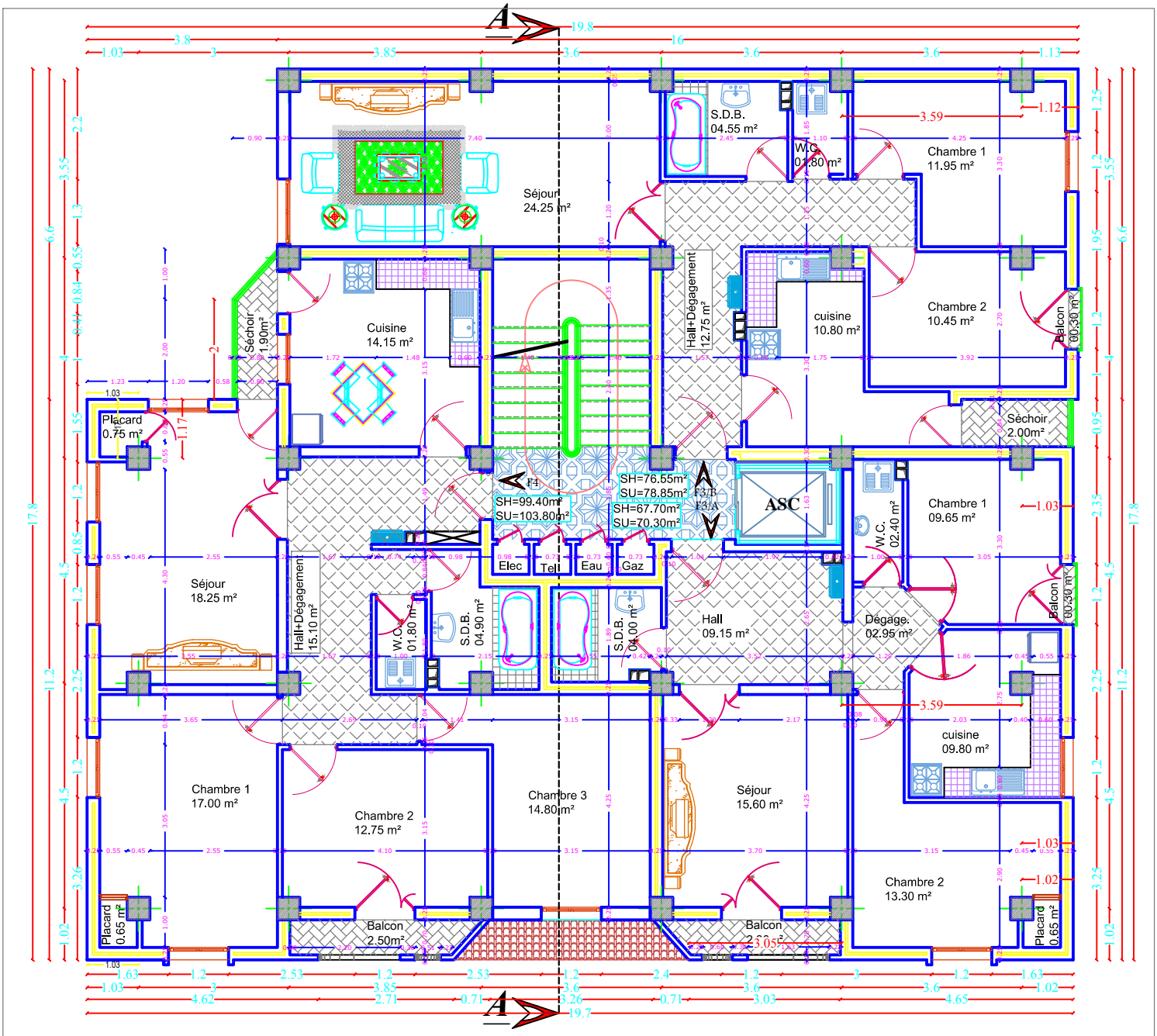
Tableau V.1.5 :Vérification de la non fragilité ……....P145

Tableau V.1.6 : Vérifications a l'ELS……..……P147

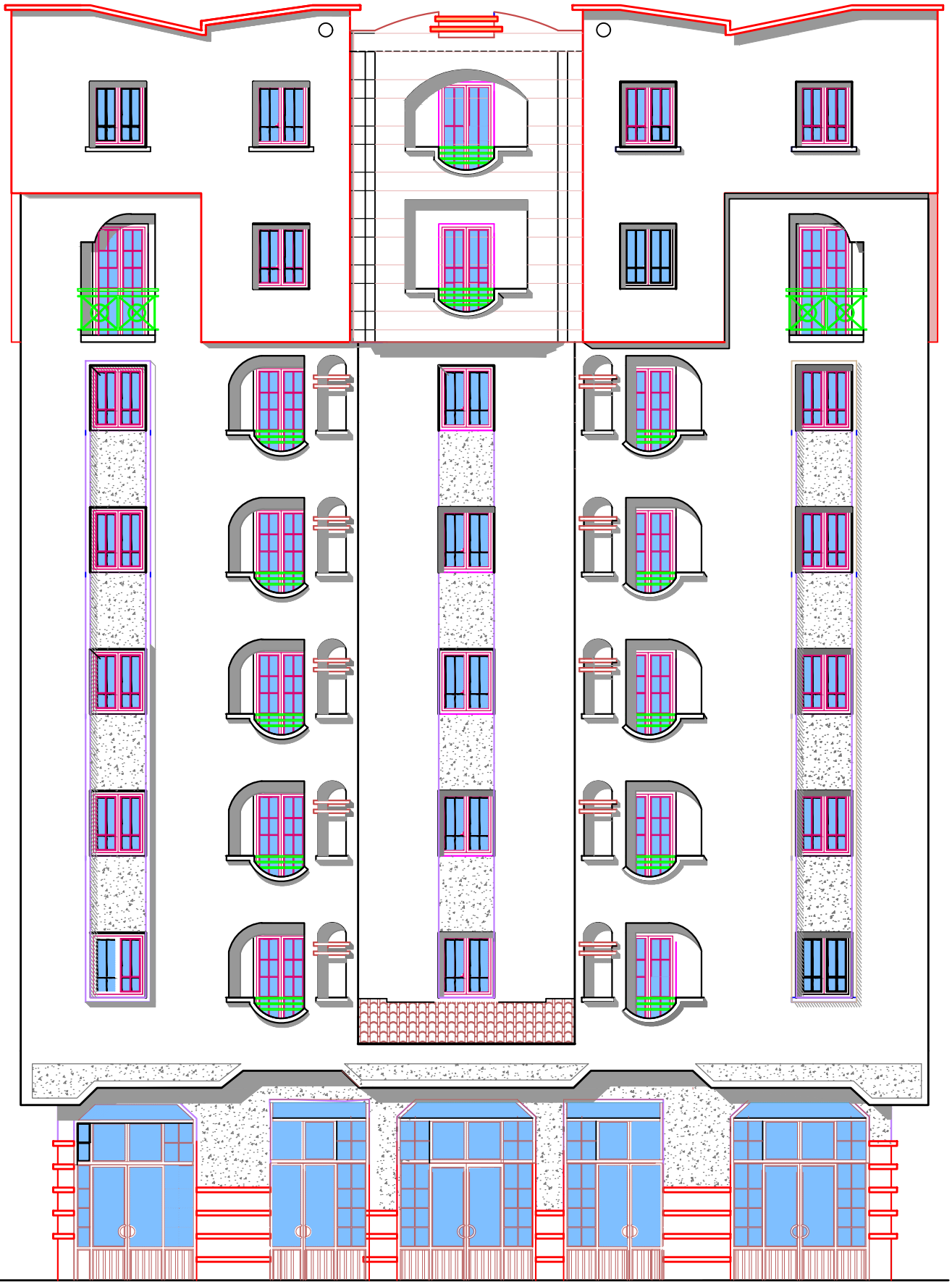
Tableau V.2.1 :Sections Max et Min d'armatures…….P150
Tableau V.2.2 :Ferraillage de la poutre principale en travée ……P151
Tableau V.2.3 : Ferraillage de la poutre principale au appuis...…P151
Tableau V.2.4: Ferraillage de la poutre secondaire en travée……P151
Tableau V.2.5: Ferraillage de la poutre secondaire au appuis…...P151
Tableau V.2.6 :Vérification des contraintes en travée a l'ELS….P156
Tableau V.2.7 :Vérification des contraintes au appuis a l'ELS….P156
Tableau V.2.8 :Vérification des contraintes en travée a l'ELS….P156
Tableau V.2.9 :Vérification des contraintes au appuis a l'ELS….P156
TableauV3 : Ferraillage adopte pour les voiles ……...P165

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Tableau VI.1 :Surface des semelles filantes sous voiles……P167
Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous poteaux……P169
Tableau VI3 :Vérification de non fragilité…….P179
Tableau VI.4 :Charge revenant a la nervure la plus sollicitée sans longitudinale……P186
Tableau VI.5 :Charge revenant a la nervure la plus sollicitée sans transversale…….P187
Tableau VI.7 : Les efforts internes dans les nervures……....P198
Tableau VI.8 :Ferraillage adopté pour la nervure……..……P198



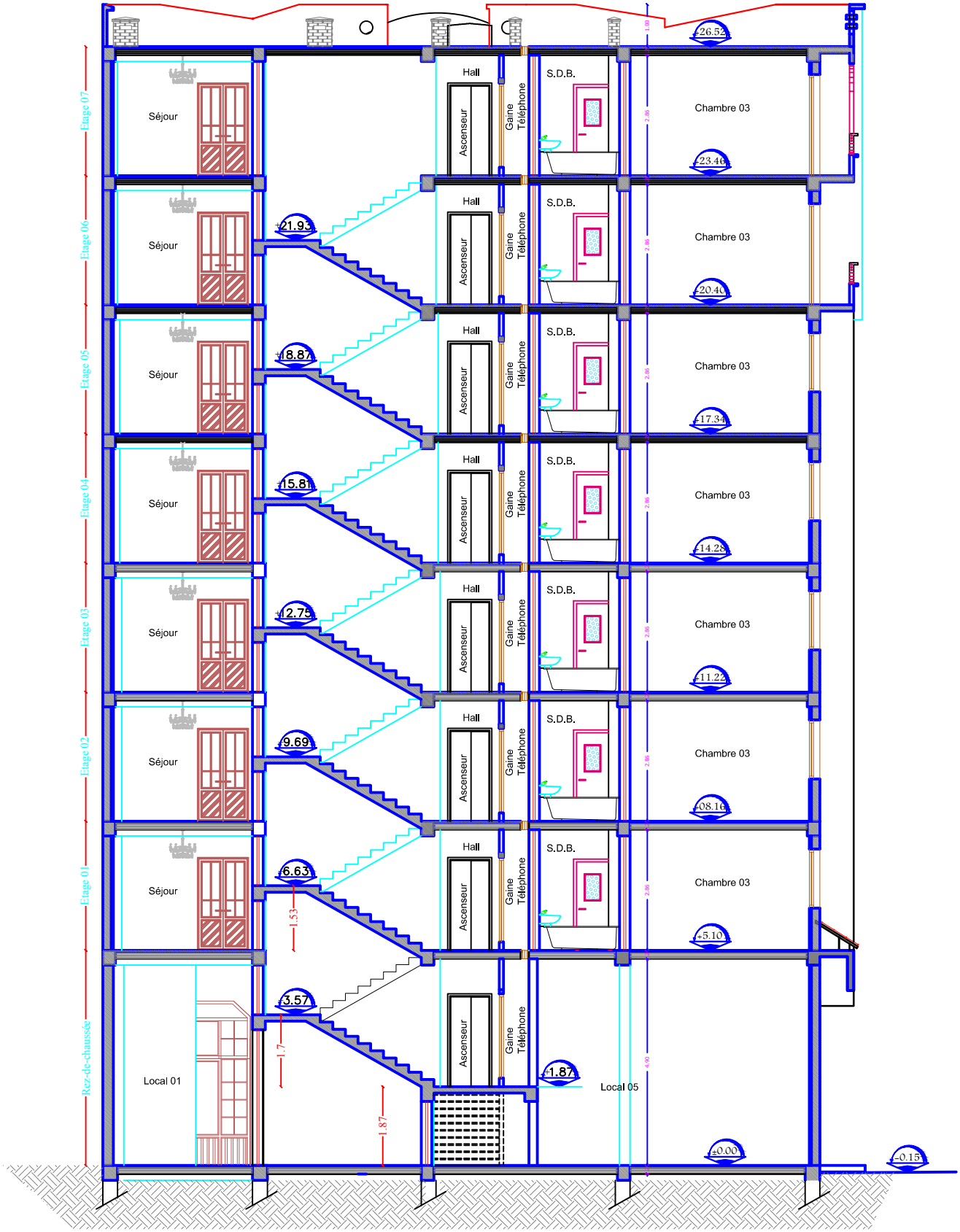
VUE EN PLAN ETAGE 01, 02 et 03 5.10&8.16&11.22



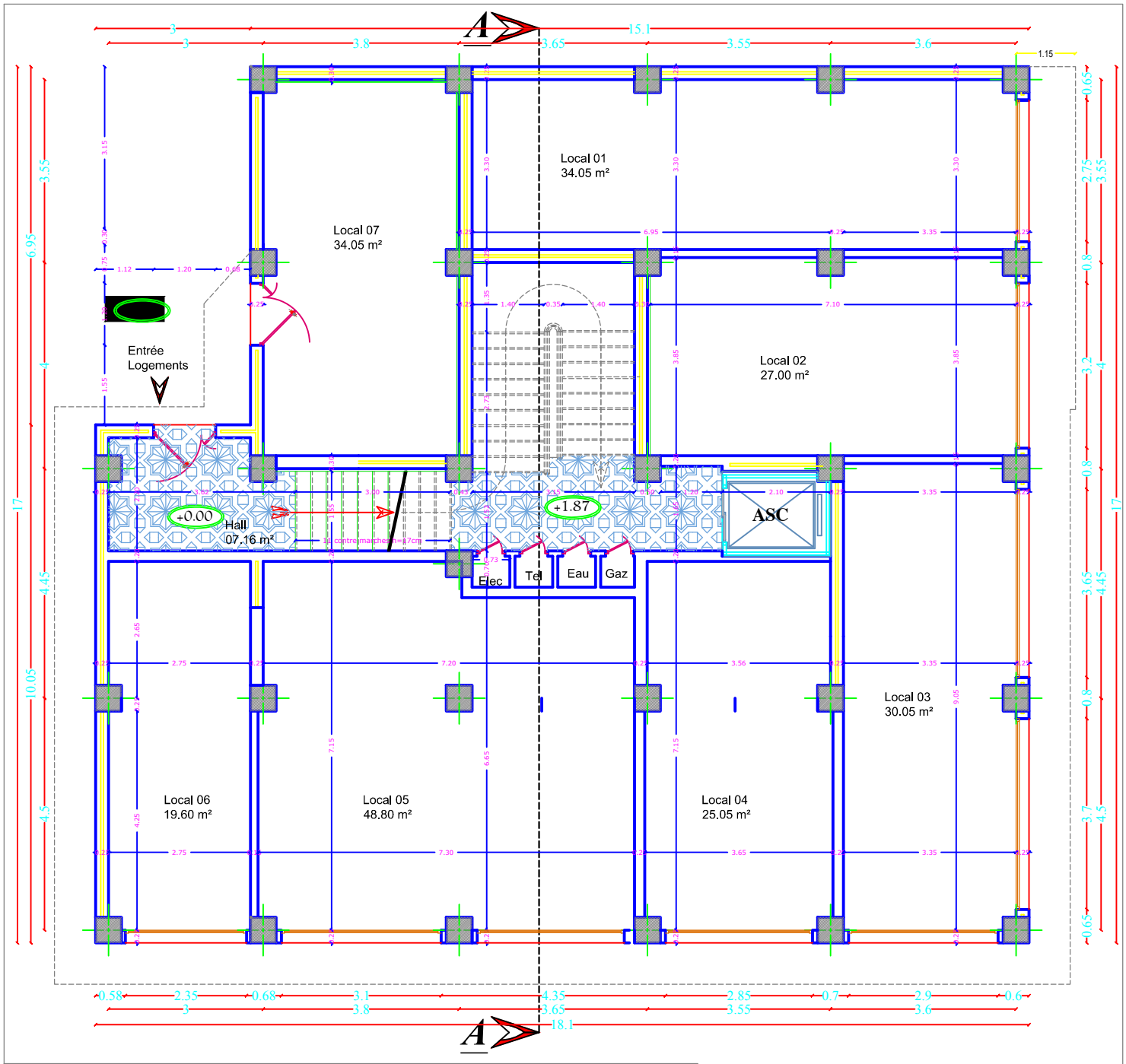
FACADE PRINCIPALE



FACADE LATERALE DROITE


Etage 07
Etage 06
Etage 05
Etage 04
Etage 03
Etage 02
Etage 01
Rez-de-chaussée
Séjour
Hall
Ascenseur
Gaine Téléphone
S.D.B.
Chambre 03
Local 01
Local 05
+26.52
+23.40
+20.40
+17.34
+14.28
+11.22
+08.16
+05.10
+21.93
+18.87
+15.81
+12.75
+9.69
+6.63
+3.57
+1.87
±0.00
-0.15
1.53
1.7
1.87

COUPE AA



VUE EN PLAN REZ-DE-CHAUSSEE0.00

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considérer parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

- ✓ Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : l'explosion, les chocs ou on autre phénomène.
- ✓ Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendent l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

I.1. Introduction :

Un Bâtiment est un ouvrage durable composé d'une partie enterrée infrastructure ou fondation et d'une partie hors terre superstructure : sous-sol, rez-de-chaussée et étages courants. Le rôle d'un bâtiment est d'abriter les individus pour une utilisation déterminée. Ce bâtiment peut-être pour un usage d'habitation (villas, immeubles, …), industriel (usines, entrepôts,…), commercial (magasins, …).
L'objectif de ce chapitre est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I.2. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment R+7 à **usage multiple** (commerces, bureau, habitation), **de groupe d'usage II** (il est de moyenne importance) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Le bâtiment est implantée à **TIZI OUZOU**, cette région est de sismicité élevée, classer en **zone sismique IIa** selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Pour le présent projet la contrainte du sol est $\boldsymbol{\sigma_{sol} = 2}$ **bars** et le type de sol est un site ferme « **S2** ».

Cet ouvrage est composé de :

- Rez-de-chaussée(RDC) à usage commercial.
- Dix (07) étages à usage habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

✓ **En élévation:**

- Hauteur totale du bâtiment : h_t =19,8m.
- Hauteur de rez-de-chaussée : h_{RDC}= 5,1m.
- Hauteur d'étage courant : h_{EC}= 3,06m
- Hauteur de l'acrotère : h_{ACR}=0,6m

✓ **En plan :**

➢ Rez-de-chaussée

- Longueur totale: L=18,6m
- Largeur totale: l =17m.

➢ les étages

- Longueur totale: L=19,8m.
- Largeur totale: l =17,8m.

I.4. Règlements utilisés et normes de conception :

Afin de garantir la stabilité de cet ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, l'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlements Parasismique Algériennes « RPA 99/Version 2003 »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « B.A.E.L.91 /modifiées.99 ».
- Documents Technique Règlementaires « D.T.R-B.C.2.2 » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « CBA93 ».

I.5. Éléments de l'ouvrage :

I.5.1. Ossature :

L'ossature est composée de portiques (poteaux-poutres) transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

A. **Portiques :** ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

B. **Voiles :** Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

I.5.2. Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent deux fonctions :

- **Fonction de résistance mécanique :** Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les charges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

- **Fonction d'isolation :** Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Le rôle essentiel des planchers :

Les planchers jouent le rôle :

- De plate forme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit forme pour l'étage sous adjacent.
- D'élément de stabilité.

Type de planchers :

On distingue plusieurs types de planchers et pour notre cas il y a deux types:

1. **Planchers en corps creux :** Les plancher a corps creux sont constituées de :
   - **Nervure :** appelées poutrelles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles généralement de 56cm à 65cm.

- **Un remplissage en corps creux :** appelé aussi hourdis ou entrevous élément préfabriqué en béton de gravillons, en terre cuite ou en polystyrène, mis en place entre les poutrelles d'un plancher .les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

- **Une dalle de compression en béton :** est une dalle en béton armé formée d'un quadrillage d'armatures ayant comme but :
  - Limiter le risque de fissuration par retrait.
  - Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
  - Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.



Figure I.1 : plancher à corps creux.

Pour le présent projet tous les planchers du RDC, sous sol et les 12 étages sont réalisés en dalle en corps creux.

2. **Dalle pleine en béton armée :**

   Plancher en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.

   Ce type de plancher est prévue là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les consoles.

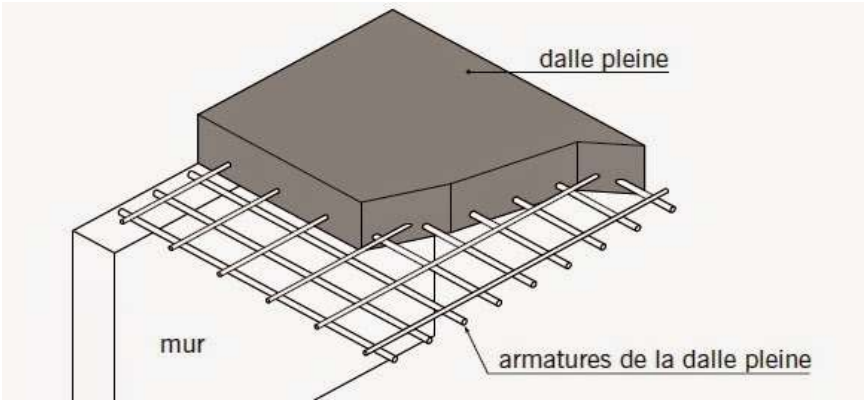


Figure. I.2 : Dalle pleine.

I.5.3. La toiture-terrasse :

Dernier plancher haut d'une habitation faisant office de toiture. La toiture-terrasse est un type particulier de couverture dont l'emploi est peu répandu dans le domaine de la maison individuelle mais, en revanche, fréquent en habitat collectif.

La toiture-terrasse subit des agressions climatiques de toute nature (vent, pluie, gel, chaleur excessive). Elle doit être étanche et assurer une isolation thermique efficace.

Il existe dans cet ouvrage le type suivant de toitures terrasses :

La toiture-terrasse inaccessible:

La toiture-terrasse inaccessible où les seuls accès autorisés sont limités aux travaux d'entretien et de réparation, elle sera réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

-Forme de pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux.

-Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et Limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.

-Revêtement d'étanchéité.

-Protection lourde (gravier roulé).

I.5.4. L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton arme, qui va servir comme garde corps. Sa hauteur est de 100cm et d'épaisseur de 10 cm.

I.5.5. Balcons :

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

I.5.6. Les escaliers:

Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Ils jouent un rôle tout particulier pour la sécurité des habitants dans les immeubles de grande hauteur. Ils sont alors conçus pour être à l'abri de la fumée.

Le bâtiment comporte une cage d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux, Ces escaliers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasses, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

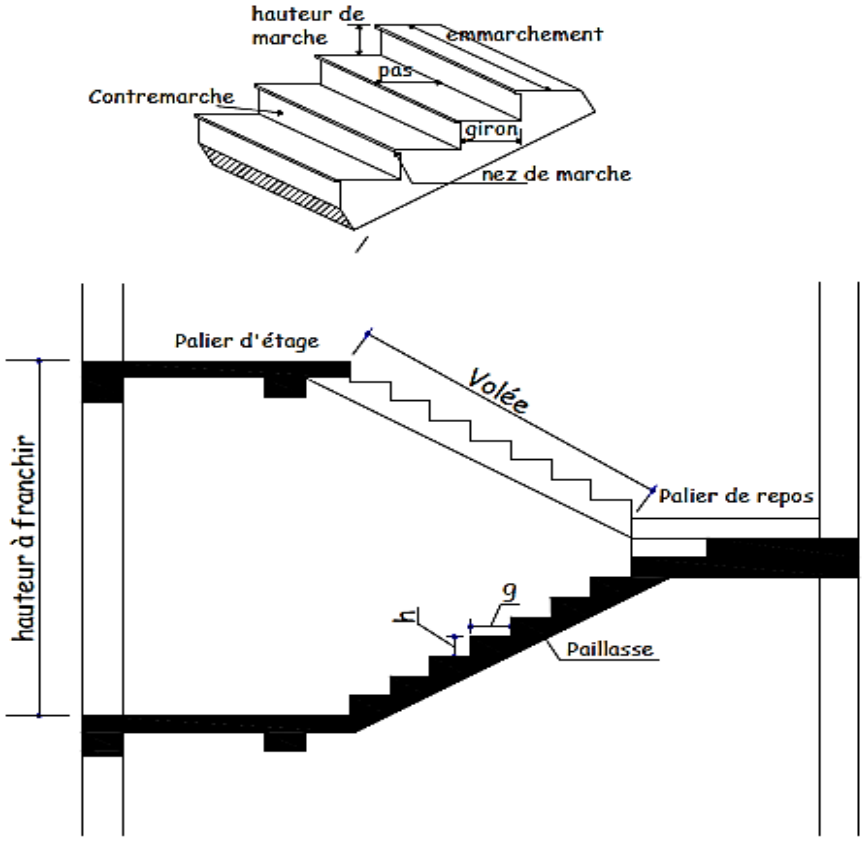


Figure. I. 3 : Caractéristiques d'un escalier droit.

I.5.7. Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place. On doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

I.5.8. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGÉRIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a- Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur pour assurer une bonne isolation thermique.

b- Murs intérieurs :

Ils seront réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

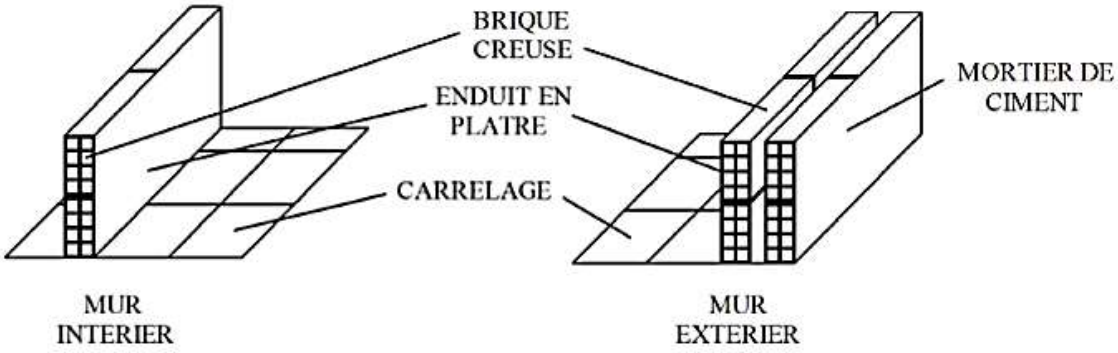


Figure. I.4 : Les murs intérieurs et extérieurs.

I.5.9. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitue par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.5.10. Système de coffrage :

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

Par ailleurs ce type de coffrage offre d'autres avantages à savoir :

–Réduction des opérations manuelles.
–Réalisation rapide des travaux.
–Sécurisation de la main d'œuvre.

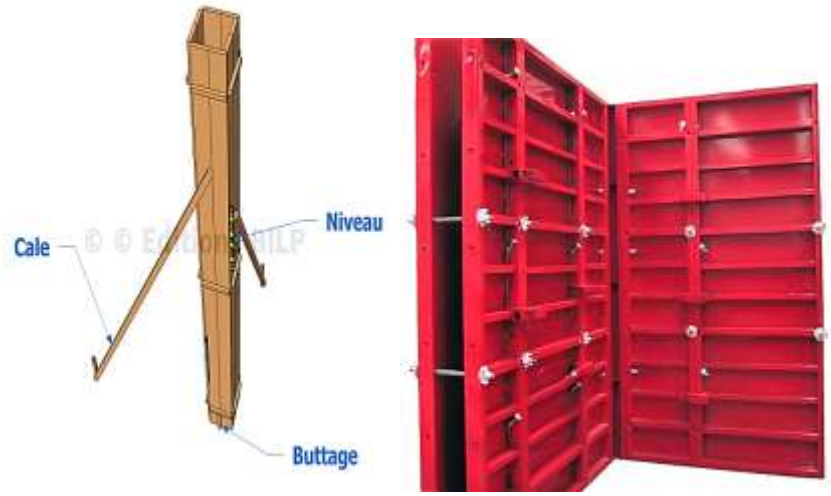


Figure. I.5 : Coffrage en bois et métal

I.5.11. Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle a pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le choix de type de fondation dépend essentiellement de deux facteurs qui sont :

- La nature du sol d'implantation.
- L'importance de l'ouvrage.

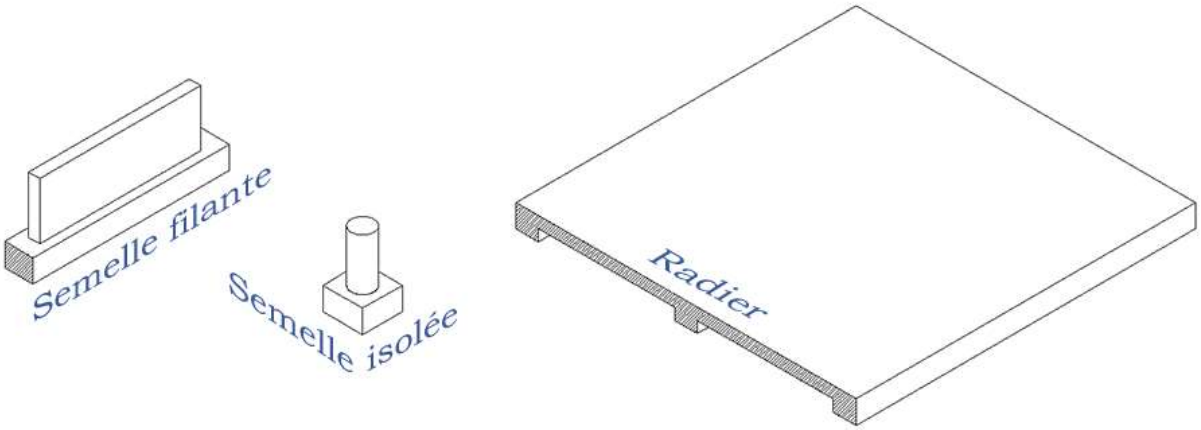


Figure. I.6 : Les fondations.

I.6. Les états limitent :

I.6.1 Définition :

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être dans le cas de modification défavorable d'une action.

I.6.2 Différentes états limites:

a- Etat limite ultime (ELU) :

Ils mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes.

Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant dépassement par :

- Perte d'équilibre statique.
- Rupture de sections par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement).

Critères de calcul :

- Déformations relatives (ou courbure) limites.
- Calcul de type <rupture >avec lois contraintes - déformations des matériaux.

b- Etat limite de service (ELS) :

Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.

Critères de calcul :

- Contraintes (ou déformations) limites.
- Calcul de type élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence …).

I.7 Matériaux :

Le béton armé correspond à un mariage judicieux de matériaux aux caractéristiques complémentaires : l'acier pour sa capacité à résister aux contraintes de traction et le béton pour sa capacité à résister à la compression. Le béton et l'acier doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003), ainsi qu'aux règles de béton arme (B.A.E.L.91/modifie.99).

I.7. 1 béton :

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et gravier), d'eau (eau de gâchage) et de faibles quantités d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement, un produit solide dont les propriétés mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches naturelles. Le béton possède une grande résistance à la compression et une résistance moindre à la traction.

Le béton est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91 et le RPA 99 version 2003 applicable en ALGERIE.
Il sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction de ces matériaux.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante : (a titre d'exemple)

- ✓ 800 L de graviers (3 mm ≤ Φ ≤ 25 mm).
- ✓ 400 L de sable (0 mm ≤ Φ ≤ 5 mm).
- ✓ 350 Kg de ciment CPJ 325.
- ✓ 175 L d'eau de gâchage.

Pour limiter le retrait du béton on tient compte du rapport $\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} = \mathbf{0.5}$

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} > 0.5$: dosage élevé en eau conduit à un retrait

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} < 0.5$: insuffisance d'eau conduit à un défaut de maniabilité et une mauvaise étanchéité.

Remarque : L'eau doit être pure sans acide, le gravier doit être aussi dure et propre, le sable doit être également propre, il ne doit comporter ni terre, ni matières organiques, ni argile.

I.7.1.a. Résistance caractéristiques à la compression:

Le béton est défini par sa résistance à 28 jours, dite résistance caractéristique à la compression et notée [f_{c28}], elle est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur par compression axiale après 28jours de durcissement.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

- Lorsque la sollicitation s'exerce sur le béton à l'âge j<28 jours sa résistance à la compression est calculée selon la formule ci- dessous :
  (ART A.2.1,11/BAEL91modifié99)

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j.f_{c28}}{4.76+0.83\,j} & \text{en [Mpa] ; pour fc28}\leq 40\text{ Mpa} \\ f_{cj} = \dfrac{j.f_{c28}}{1.4+0.95\,j} & \text{en [Mpa] ; pour fc28}>40\text{ Mpa} \end{cases}$$

- Pour j ≥ 28 jours, fcj est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de Vérifier la résistance des sections.

fcj= fc28 en [Mpa] **(ART A.2.1.11/ BAEL 91modifie 99)**

Avec :
f_{cj} : La résistance de béton a la compression a (j) jours en Mpa.
J : Nombre de jours.
f_{c28} : La résistance de béton a la compression à 28 jours en Mpa.

Pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que :

- Une résistance de 20MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement 25MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir 30MPa dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.

Dans notre cas on prévoit une résistance de 25 MPa à 28 jours facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où : f_{c28} =25 MPa

I.7.1.b. résistance a la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée ftj, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj}$$ **(ART A.2.1, 12 / BAEL91 modifié99)**

Dans notre cas : f_{c28} = 25 MPA donc f_{t28} = 2.1 MPA

Note : f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou bien N/mm^2

I.7.1.c. La contrainte limite a la compression :

A. ELU :

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement) et surtout a la perte de résistance (rupture) qui conduise a la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{f_{bc}} = \frac{\mathbf{0.85\ f_{C28}}}{\boldsymbol{\theta}\ \boldsymbol{\gamma_b}} \quad \text{en [Mpa]} \qquad \textbf{(ART.A.4.3.41/ BAEL 91 modifié99)}$$

Avec :

- $\boldsymbol{\gamma_b}$ **:** Coefficient de sécurité tel que :
  - $\boldsymbol{\gamma_b}$ = 1.50 en situation courante,
  - $\boldsymbol{\gamma_b}$ = 1.15 en situation accidentelle.

- $\boldsymbol{\theta}$: Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :
  - $\boldsymbol{\theta}$ =1 si la durée d'application est supérieure à 24 heures,
  - $\boldsymbol{\theta}$ =0.9 si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures,
  - $\boldsymbol{\theta}$ =0.85 si la durée d'application est inférieure à 1 heures.

- **t** : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée

Pour γ_b **=1.5** et $\boldsymbol{\theta}$ **=1** on aura $\mathbf{f_{bc}}$ **= 14.2 MPa**

Pour γ_b **=1.15** et $\boldsymbol{\theta}$ **=1** on aura $\mathbf{f_{bc}}$ **= 18.4 MPa**

Diagramme contraintes déformations de calcul du béton : (ART.A.4.3.41/ BAEL 91 modifié99)

Le diagramme contraintes déformations de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « parabole rectangle ».

Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique et Linéaire, est défini par son module d'élasticité.

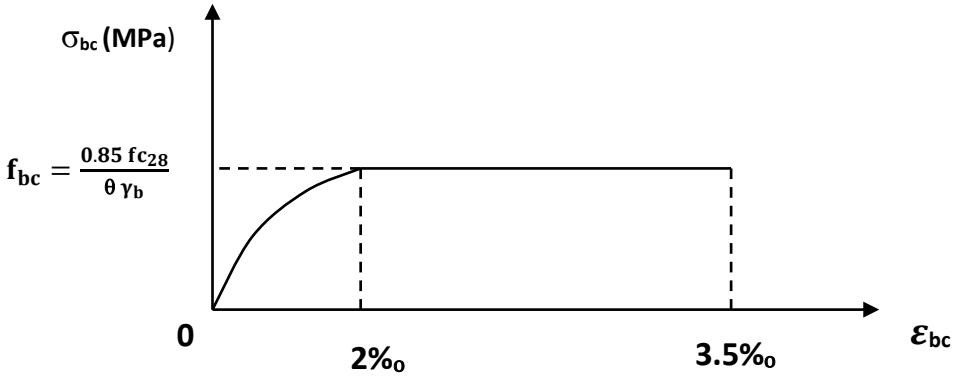


Figure. I.7 : Diagramme des contraintes – déformation de béton à l'ELU.

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).
- $\mathbf{2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5‰}$ $\mathbf{\sigma_{bc} = f_{bc}}$

B. ELS :

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.
Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.
La contrainte limite de service en compression est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{bc} \quad \text{en [Mpa].} \qquad \textbf{(ART.A.4.5.2 / BAEL 91modifié99)}$$

Pour f_{C28} **=25MPa** ⟶ $\bar{\sigma}_{bc}$ **=15 Mpa**

Diagramme de contrainte déformation :

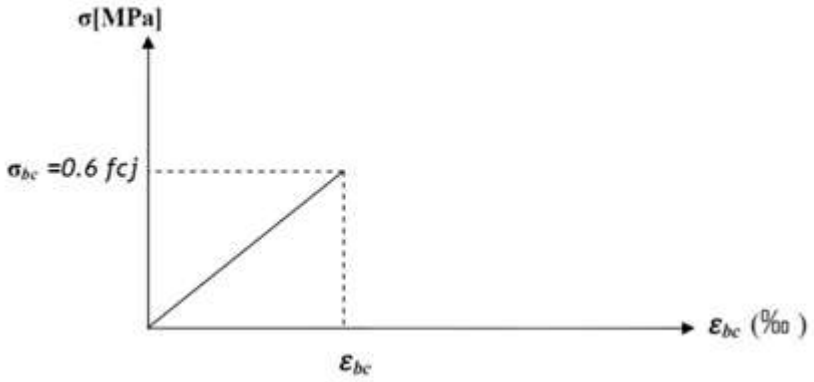


Figure. I.8 : Diagramme des contraintes- déformations de béton à L'ELS.

C. Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0\, d} \quad \text{en [MPa]} \qquad \textbf{(ART. A.5.1.211 /BAEL 91modifié 99)}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant a ELU.
b_0 : largeur de la section cisaillée.
d : hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

La contrainte doit respecter les conditions limites suivant :

$\bar{\tau} = \min\left\{0.20\ \frac{f_{C28}}{\gamma_b}\ ; 5MPa\right\}$ Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau} = \min\left\{0.15\ \frac{f_{C28}}{\gamma_b}\ ; 4MPa\right\}$ Fissuration préjudiciable très préjudiciable.

Dans notre cas :

Pour γ_b **=1.5**

$\bar{\tau}_u = 3.33$ **MPa** Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = 2.5$ **MPa** Fissuration préjudiciable très préjudiciable.

Pour γ_b **=1.15**

$\bar{\tau}_u = 4.35$ **MPa** Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = 3.26$ **MPa** Fissuration préjudiciable très préjudiciable.

I.7.1.d. Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules

A. Module de déformation instantanée :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieur à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âge de (j) jours note E_{ij} est égal à :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] **(Art. A.2.1,21/ BAEL91 modifies 99)**

Pour $f_{cj} = f_{c28} = 25$**MPa** ⟶ $E_{ij} = 32164.20$ **MPa**

B. Module de déformation différée :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en **[MPa]** **(Art .A.2.1, 22/ BAEL91 modifies 99)**

Pour $f_{cj} = f_{c28} = 25$**MPa** ⟶ $E_{vj} = 10818.87$ **MPa**

I.7.1.e. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec :

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

ν : Coefficient de poisson : Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale. **(Art A.2.1.3 /BAEL91 modifié99)**

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$ pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).
- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

I.7.2 Les aciers :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse.

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface, on trouve les ronds lisses (R.L) et les barres à haute adhérence(H.A).

I.7.2 .a. Les aciers utilisés :

On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	**Haute adhérence Fe E400**	**HA**	**400**	**480**	**14‰**	**1.6**	**1.5**
Aciers en treillis	**Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6mm)**	**TS**	**520**	**550**	**8‰**	**1.3**	**1**

Tableau I .1: caractéristiques des aciers.

I.7.2 .b. Module de déformation longitudinal :

Il est noté (Es), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier

$E_s = 2 \times 10^5$ MPa **(Art: A.2.2.1/BAEL 91 modifies 99)**

I.7.2 .c. Contraintes limites :

A. ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$ **(Art .A.4. 3. 2/ BAEL91 modifié 99)**

Avec :

γ_s: Coefficient de sécurité tel que

γ_s = 1.15 pour les situations durables (S.D).

γ_s = 1.00 pour les situations accidentelles (S.A).

f_e : limite d'élasticité.

Les résultants de sont résumés dans le tableau suivant :

Nuance de l'acier	Situation durable	Situation accidentelle
$f_e = 400 MPa$	$\sigma_s = 348$ Mpa	$\sigma_s = 400$ Mpa
$f_e = 520 MPa$	$\sigma_s = 452$ Mpa	$\sigma_s = 520$ Mpa

Tableau I.2: Les contraintes des aciers utilisés.

B .ELS :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues.

D'après les règles BAEL 91 modifié 99.

On distingue trois cas de fissurations :

1) **Fissurations peu préjudiciables :**

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

2) **Fissurations préjudiciables :** La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas, la règle est la suivante :

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

3) fissuration très préjudiciables :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min}\{ 0.5 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}) \}$$

Avec :

fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

f_{tj} **:** résistance caractéristique à la traction du béton.

η: coefficient de fissuration qui vaut :

- **η=1.6** pour les hautes adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.
- **η=1.3** pour les HA < 6 mm
- **η=1.0** pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses..

I.7.2.d Diagrammes des contraintes –déformations de calcul (Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99) :

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :

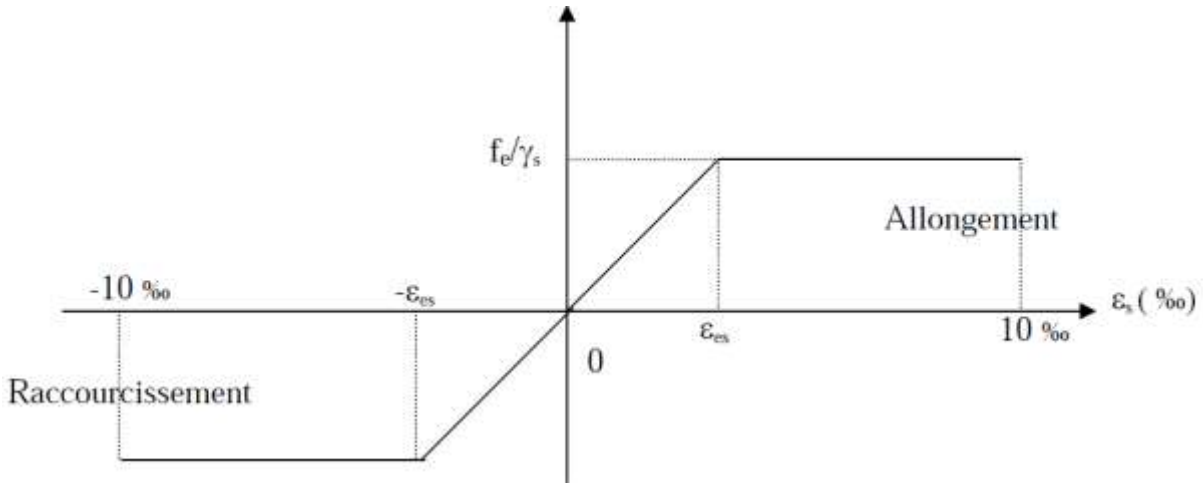


Figure. I.9 : Diagramme des contraintes-déformation de l'acier.

Avec :

fe : Limite d'élasticité

ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

I.7.2 .e. Protection des armatures (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99) :

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

• **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux 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 (réservoir, tuyaux, canalisations)

• **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

I.8. Les Actions :

I.8.1. Définitions :

Ce sont des forces appliquées à une construction :

Soit directement : actions permanentes, actions variables d'exploitation, actions climatiques et actions accidentelles.

Soit indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassements.

I.8.2. Les actions permanentes « G » :

Elles ont une intensité constante ou très variable dans le temps, elles comprennent :

Poids propre de la structure.

Poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).

Efforts (poids, poussée des eaux et des terres).
Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

I.8.3 Les actions variables ‹‹Q ≫ :

Elles varient de façon importante dans le temps, elles comprennent :
Les charges d'exploitations
Les charges climatiques.
Les variations de température.

I.8.4. Les actions accidentelles :

Ces actions résultent des phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée, tel que:
Charges climatiques exceptionnelles.
Chocs de véhicules, d'engins de ponts roulants.
Explosion (gaz, bombes,…)
Séisme.

I.9. Conclusion:

A se niveau on a défini tout les éléments que notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, en respectant les règles de BAEL91modifié99, et le Règlement Parasismique Algérien (RPA).

II. Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage et défini les caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement des éléments de notre projet (planchers, poutres, poteaux et voiles), tout en respectant la réglementation en vigueur **(RPA2003, BAEL91 et le DTR)** afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

II.1. Les planchers en corps creux :



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

La hauteur h_t du plancher en corps creux est donnée par la relation du **(BAEL91/ révisé ;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.

L_{max} =450 – 25=425 cm

$$h_t = \frac{425}{22.5} = 18.89$$

On opte pour un plancher h_t=20 cm, soit un plancher de**(16+4) cm** tel que :

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

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

II.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 encastrée.

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

Avec :

L : étant la largeur de la console, égale à 102cm.

Ce qui donne : $\mathbf{e_p \geq 10.2\ cm}$ Nous adoptons pour ep=**15 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/m^2

ρ: Masse volumique du béton

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

c. Résistance au feu :

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

Enfin : $\mathbf{e_p = max\ (15, 14) = 15\ cm.}$

II.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 ≥20cm**
- **h≥30cm**
- **h/b≤4**

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

❖ **Poutres principales PP :**

***Hauteur « h »:**

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

Avec :

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

L_{max} = 450-25=425cm

$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \Longrightarrow 28.33\text{cm} \leq h \leq 42.5$ cm

On prend :**h=40 cm.** **h ≥30 (condition vérifiée).**

***La largeur « b » :**

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

$0{,}4(40) \leq b \leq 0{,}7(40) \Longrightarrow 16 \leq b \leq 28$

On prend : **b=30cm** **b≥20 (condition vérifiée).**

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$ **(condition vérifiée).**

❖ **Poutres secondaires PS**

***Hauteur « h » :**

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

L_{max} =385-25=360cm

$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Longrightarrow 24 \leq h \leq 36 \Longrightarrow$ on prend h= 35 cm

On prend :**h=35 cm** **h≥30 (condition vérifiée).**

***La largeur « b » :**

0.4 h ≤ b ≤0.7 h$\Longrightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \Longrightarrow$ on prend b = 25 cm

On prend **: b=25 cm** b**≥20 (condition vérifiée).**

$\frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1.4 < 4$ **(condition vérifiée).**



Figure II.2 : poutres principales et secondaires.

❖ **Poutres de chainage P_{ch} :**

Ce sont des poutres qui reposent sur deux appuis, elles servent à relier les poutres des consoles entre elles.

Elles supportent leur poids propre et le poids du plancher ainsi que le poids de la cloison

***Hauteur « h » :**

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

Avec :

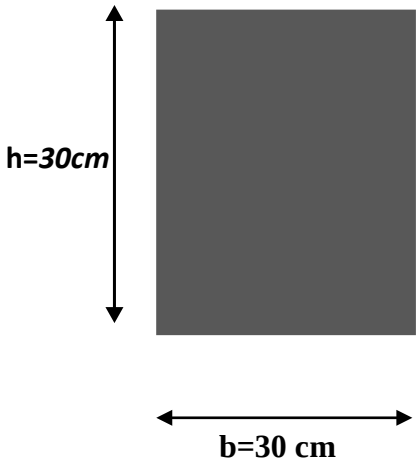
H_{pch} : Hauteur de la poutre de chainage

L_{max}= 385 – 25 = 360

$\frac{360}{15} \leq$ **H**pch $\leq \frac{360}{10}$

24 cm ≤ **H**pch ≤ 36 cm

On opte pour une hauteur: H_{pch}= 30 cm



*La largeur

0.4h ≤b≤ 0.7h

0.4(30) ≤ b ≤ 0.7(30) **b=30 cm**

12 cm ≤ b ≤ 21 cm

On prend : **b= 30 cm**

***Vérification (RPA99)**

b ≥ 20 cm (condition vérifiée)

h ≥ 30 cm (condition vérifieé)

$\frac{h}{b} = 1.2 < 4$ (condition vérifieé)

Conclusion :

Les dimensions des poutres retenues sont :

- Poutre principale : 30x40 cm^2
- Poutre secondaire : 30x35 cm^2
- poutre de chainage : 30x30 cm^2

	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifié oui/non
Hauteur (cm)	40 ≥30	35≥30	Oui
Largeur (cm)	30≥20	30≥20	Oui
Hauteur/largeur	1,33≤4	1,16≤4	Oui

Tableau II-1 : Vérification des résultats.

II.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 à 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 :$\mathbf{S_p \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}}$

Avec : Ns**=G+Q.**

S_p : section transversale du poteau,

Ns : 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 **:$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$ = 0.6×f_{C28}**

$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$=0.6x25 = 15 MPa.

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

- min (b, h) ≥ 25 cm,

- min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$

$\mathbf{-\frac{1}{4} \leqslant \frac{b}{h} < 4}$

II.5. Descente de charge :

- **Surface d'influence**

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

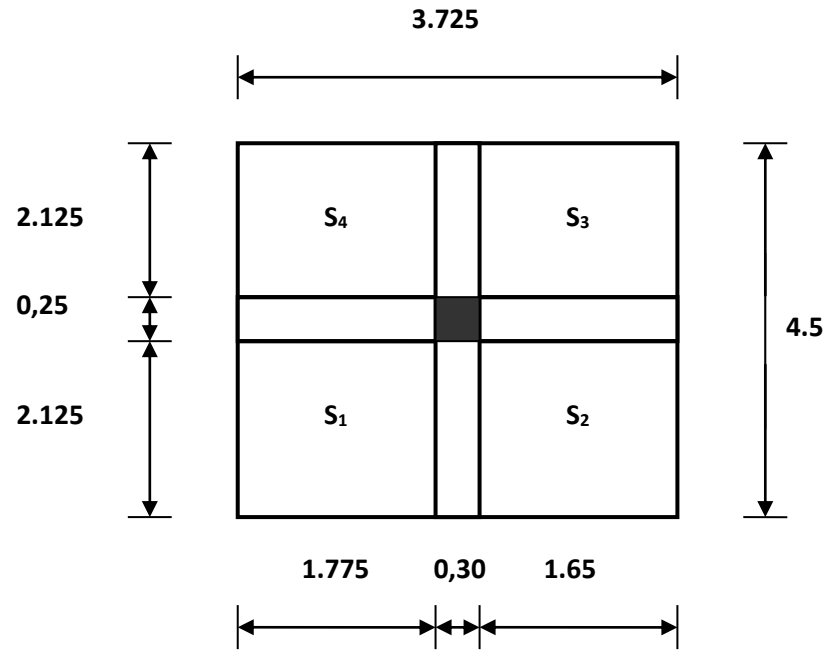


Figure II.3 : Surface d'influence.

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

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

S_1=2.125x1.775=3.772m².
S_2=1.65x2.125=3.506m².
S_3=2.125x1.65=3.506m².
S_4 = 1.775x 2.125= 3.772 m².

} **S =14.556 m²**

II.6. Détermination des charges et surcharges :

II.6.1. Charges permanentes :

a. Plancher terrasse (inaccessible)

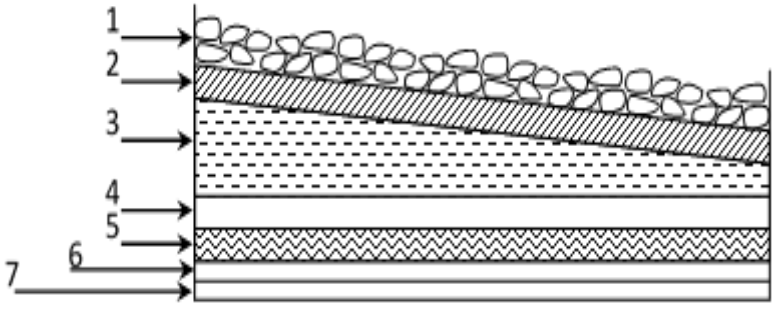


Figure II-4 : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible.

N °	Désignation des éléments	(KN/m^3)	e(m)	G (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	0.20	2.8
7	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
				G=5.78

Tableau II.2 : Charge permanente de la terrasse.

b. Etage courant

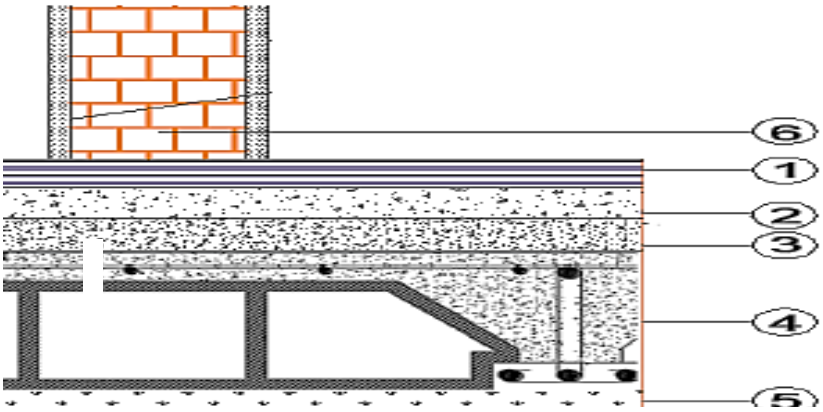


Figure II-5 : Présentation du plancher étage courant.

N °	Désignation des éléments	(KN/m^3)	e(m)	G (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	9	0.1	0.9
				G=5.14

Tableau II.3 : Charge permanente de l'étage courant

c. Dalle pleine (balcons)

N °	Désignation des éléments	(KN/m3)	e(m)	G (KN/m^2)
1	Carrelage	22	0.02	0.40
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

Tableau II.4: Charge permanente du balcon.

d. Murs extérieurs :

Ils seront en double parois en briques creuses.

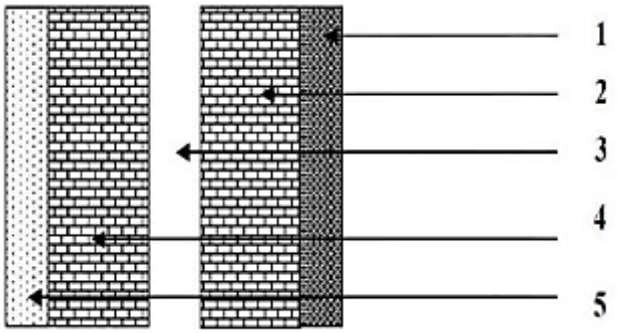


Figure II-6 : Présentation du mur extérieur.

N °	Désignation des éléments	(KN/m3)	e(m)	G (KN/m2)
1	Enduit de ciment	18	0.02	0.40
2	Brique	9	0.10	0.9
3	Lame d'air	00	0.05	00
4	Brique	9	0.10	0.9
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
				G=2.40

Tableau II.5 : Charge permanente du mur extérieur.

e. Mur intérieur

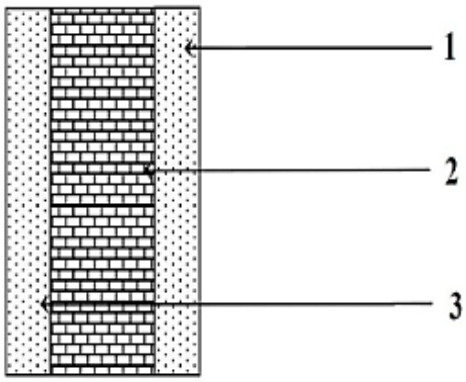


Figure II-7 : Présentation du mur intérieur.

N °	Désignation des éléments	(KN/m3)	e(m)	Poids (KN/m2)
1	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
2	Brique	9	0.10	0.9
3	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
				G=1.3

Tableau II.6: Charge permanente du mur intérieur.

f. L'acrotère

- **Surface de l'acrotère:**

$$\mathbf{S} = 0.6\,(0.1) + (0.1)\,(0.07) + \frac{(\mathbf{0.1})(\mathbf{0.03})}{\mathbf{2}}$$

S=0.0685 m²

Détermination des charges et surcharges

- **Charge permanente:**

G=S×ρ

$\mathbf{G}_{ac}$=0.0685×25=**1.7125KN/ml**.

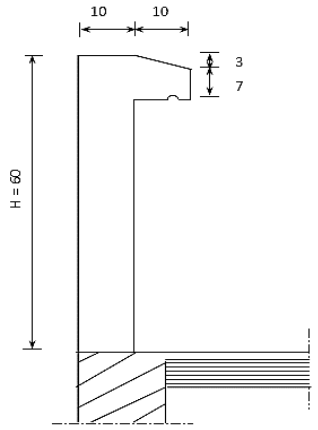


Figure II-8 : Coupe verticale de l'acrotère.

- **Charge d'exploitation:**

Q=**1KN/ml**.

II.6.2.Charges d'exploitation :

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

Tableau II.7: charges d'exploitation de tous les éléments.

II.6.3. Calcul du poids propre et des charges d'exploitations des éléments :

❖ **Planchers**

Plancher terrasse

G= 14.56 x 5.78 = 84.156KN

Q= 14.56x 1 = 14.56KN.

Plancher étage courant

G= 14.56 x 5.14 =74.838 KN

Q= 14.56 x 1.5 = 21.24KN

Plancher RDC

G= 14.56 x 5.14 = 74.838KN

Q=14.56 x 2.5 = 36.4KN

❖ **Poutres**

Poutres Principales (30x40) $\mathbf{G_{pp}}$= (0.30x 0.40 x 4.25) x 25 = 12.75KN

Poutres Secondaires ((25x35) : $\mathbf{G_{ps}}$= (0.25 x 0.35 x 3.42) x 25 = 7.5 KN

$\mathbf{G = G_{pp} + G_{ps}}$= 12.75 + 7.5= 20.25 KN

❖ **Poteaux**

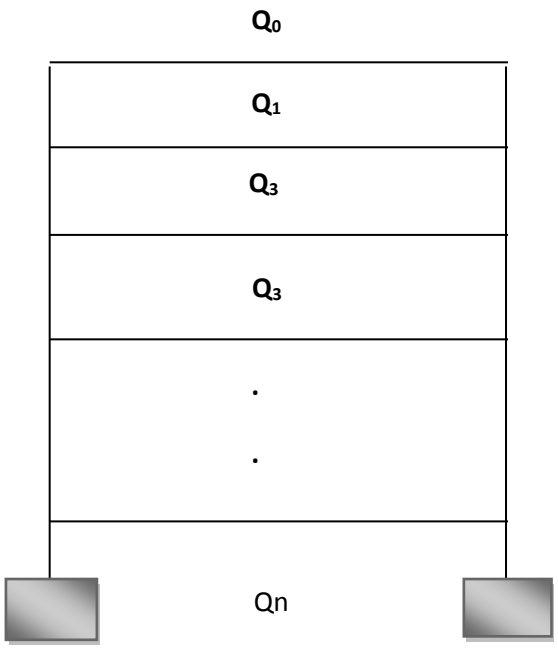
RDC G=0.25x0.25 x 4.7x25 =7.34KN

Etage courant G= 0.25 x 0.25x 3.06 x 25 =4.78 KN

II.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 de la simultanéité 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 :

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



∑0=Q0

∑1=Q0+Q1

∑2=Q0+ 0,95 (Q1+Q2)

∑3=Q0+ 0,9 (Q1+Q2+Q3)

∑n=Q0+(3+n) /2n(Q0+Q1+Q2+…Qn)

Tableau II.8: Les valeurs de la relation(3+n)/(2n).

Nombre (n)	Terrasse	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Coeff	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.668	0.667	0.65	0.636	0.625

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 :

Terrasse: Q_0= 14.56 KN

Niveau 7 :Q_0 + Q = 14.56 + 21.24 = 35.8KN

Niveau 6 : Q_0 + 0.95 (2Q)= 14.56+ 0.95 (2 x 21.24) = 54.92 KN

Niveau 5 : Q_0 + 0.90 (3Q) = 14.56+ 0.90 (3 x 21.24) = 71.91KN

Niveau 4 : Q_0 + 0.85 (4Q) = 14.56+ 0.85 (4 x 21.24) = 86.78 KN

Niveau 3 : Q_0 + 0.80 (5Q) = 14.56+ 0.80 (5 x 21.24) = 99.52 KN

Niveau 2 : Q_0 + 0.75 (6Q) = 14.56+ 0.75 (6 x 21.24) = 110.14KN

Niveau 1 : Q_0 + 0.71 (7Q) = 14.56+ 0.71 (7 x 21.24) = 120.12KN

RDC : Q_0 + 0.66 (7Q+Q') =14.56+ 0,66 [(7x 21.24) +36.4] =150.27KN

	Charges permanents (KN)					Charges d'exploitation(KN)	Effortsnormaux $N=G_{cum}+Q_{cum}$	Section $S_{min}=N/\sigma_{bc}$	Section adaptée
	plancher	poutre	poteaux	G_{tot}	G_{cum}	Q_i	N(KN)	$S_{min}(cm^2)$	$S_{adp}(cm^2)$
Terrasse	84.15	20.25	4.78	109.18	109.18	14.56	123.74	82.49	30x30
7	74.84	20.25	4.78	99.87	209.05	21.24	244.85	163.23	30x30
6	74.84	20.25	4.78	99.87	308.92	21.24	365.96	243.97	35x35
5	74.84	20.25	4.78	99.87	408.79	21.24	487.07	324.71	35x35
4	74.84	20.25	4.78	99.87	508.66	21.24	608.18	405.45	35x35
3	74.84	20.25	4.78	99.87	608.53	21.24	729.33	486.22	35x35
2	74.84	20.25	4.78	99.87	708.4	21.24	850.4	566.93	35x35
1	74.84	20.25	4.78	99.87	808.27	21.24	971.47	647.64	35x35
RDC	74.84	20.25	7.34	102.43	910.7	36.4	1110.3	740.2	40x40

Tableau II.9 : récapitulatif de la descente de charges sur le poteau le plus sollicité.

NB : les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

*Si les sections de ferraillage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton.
*Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

Vérificationdel'effortnormalréduitRPA99/Version(Art7.4.3.1) Pour éviter où limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme ,l'effort normal de compression de calcul doit être

limité par la condition suivante:

$$V=\frac{Nd}{BcXf_{c28}}\leq 0.3$$

N_d:désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c: est l'aire(section brute) de cette dernière.

f_{c28}:est la résistance caractéristique du béton

Pour les poteaux**(30x30)**: $\frac{405.45}{(30X30X2.5)}=0.1802<0.3$ **Condition vérifiée.**

Pour les poteaux**(35x35) :** $\frac{647.64}{(35X35X2.5)}=0.2115<0.3$ **Condition vérifiée.**

Pour les poteaux**(40x40)**: $\frac{740.2}{(40X40X2.5)}=0.185<0.3$ **Condition vérifiée.**

VérificationdesconditionsduRPA99/version2003(Art.7.4.1).

1. **min(b,h) ≥ 25cm.**

Les poteaux sont des sections carré de dimensions(30,35,40) **Condition vérifiée.**

2. **min(b,h) ≥** $\frac{he}{20}$

Deux hauteurs différentes(266,470)

$\frac{he}{20}=\frac{266}{20}=13.3cm$

$\frac{he}{20}=\frac{470}{20}=23.5cm$

3. $\frac{1}{4}<\frac{b}{h}<4$

Les poteaux sont de section carrée $\frac{b}{h}=1$ **Condition vérifiée.**

Vérification / Niveaux	Section adoptée	Min(b_1,h_1)≥25cm	Min (b_1, h_1) ≥ $\frac{h_e}{20}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} < 4$
RDC	40×40	**vérifiée**	**vérifiée**	**Vérifiée**
Niveau 1, 2 ,3,4 et 5	35x35	**vérifiée**	**vérifiée**	**Vérifiée**
Niveau 6 et 7	30×30	**vérifiée**	**vérifiée**	**vérifiée**

Tableau II.10 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA pour la zone IIa.

II.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 :

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

Avec :

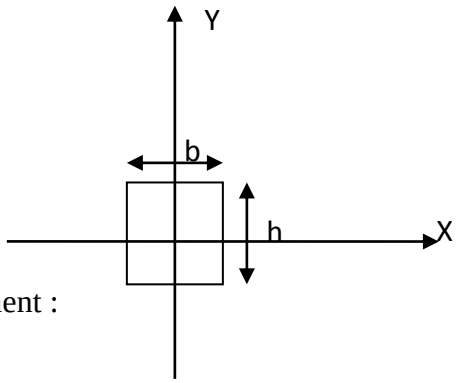
L_f: longueur de flambement ($L_f = 0.7\ L_0$) ;

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

L_0: hauteur libre du poteau

S : section transversale du poteau (b x h)

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



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

Nous considérons le poteau (40x40) pour la vérification du flambement :

L_0 = 4.70m

λ= 28.49< 50**condition vérifiée.**

II.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 ≥ 4a**.

Avec

a : épaisseur des voiles,

L: longueur minimale des voiles.

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

$$\mathbf{a} \geq \frac{he}{20} ; \frac{he}{22} ; \frac{he}{25}$$

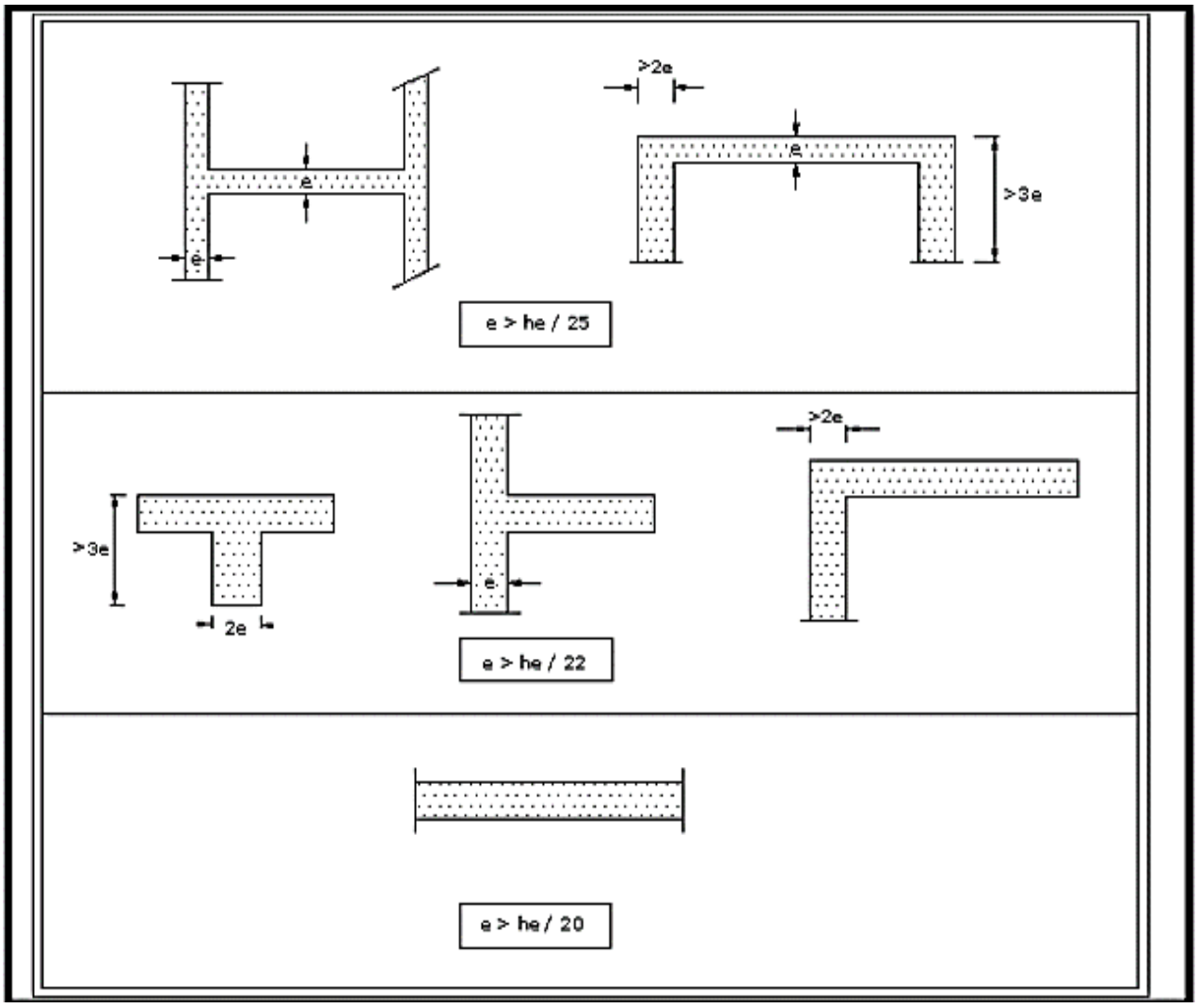


Figure II-9 : Coupes de voiles en plan.

Niveau	hauteur libre de l'étage (he)	Epaisseur du voile (ep) Ep= $\frac{h_e}{20}$ cm
RDC	510-40= 470	23,5
Etage courant	306-35 = 271	13,55

Tableau II.11 : détermination de l'épaisseur du voile

On adopte alors : **a = 25 cm** pour le RDC

a = 20 cm pour Etage courant

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.

Conclusion :

Les résultats du pré dimensionnement sont récapitulés comme suit :

- Épaisseur du plancher à corps creux : hp = 20 cm. C'est-à-dire (16+4),
- Épaisseur de la dalle des balcons : ep = 15 cm,
- Épaisseur des voiles :**a = 25 cm** pour le RDC

  a = 25 cm pour Etage courant
- Section des poutres : poutres principales (30x40) et les poutres secondaires (25x35)
- Section des poteaux (tableau II.11) :

Niveau	Section adoptée (cm²)
RDC	40x40
1 , 2 et 3	35×35
4 , 5 , 6 ,7 et terrasse	30×30

Tableau II.12: récapitulatif des sections des poteaux selon les niveaux.

Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferraillage et les différentes vérifications.
Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91(modifié 99), RPA et CBA.

III-A) Acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il assure la sécurité au niveau de la terrasse.

L'acrotère est assimilé dans le calcul à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, son ferraillage se calcul sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », accompagner d'une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à (Q=1KN/ml), provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).
L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1m.

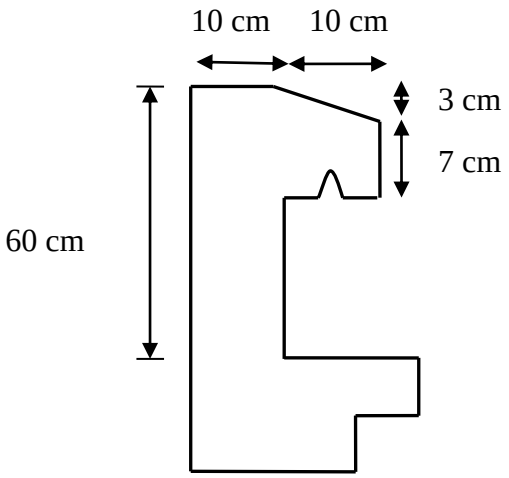


Figure .III-A-1 : Coupe verticale de l'acrotère

Schémas statiques de calcul:

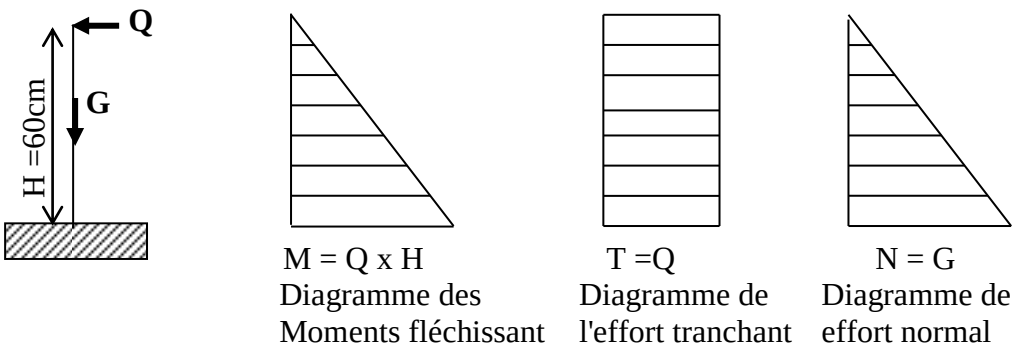


Figure .III-A-2 : schéma statique de calculs et diagrammes des efforts internes

III-A-1 Calcul des sollicitations:

●Effort normal dû au poids propre de la section d'encastrement:

G= S ×ρ=[(0,6×0,1)+(0,07×0,1)+((0,03×0,1)/2)] x25 =1,7125 KN /ml

G = 1,7125KN/ml

● ρ : masse volumique de béton armé (25KN/m^3)

● S : section transversale de l'acrotère.

● **Q :** effort horizontal dû à la main courante.

Q=1 KN/ml.

Effort normal dû au poids propre : N = G×1ml =1,7125 KN.ml
Effort tranchant : T = Q×1ml =1KN.ml
Moment de renversement M du à Q: M = Q×h = 1x0,6 x1=0,6 KN.m.

III-A-2 Combinaison de charges:

- **A l'ELU**, la combinaison de charges est: 1,35 G + 1,5 Q
  -Effort normal de compression dû à G : Nu = 1,35 G = 1,35x1,7125 =2,311 KN.
  -Moment de renversement dû à Q : Mu = 1,50 M_Q = 1,50x0,6 = 0,9KN.m.
  -Effort tranchant T : T_u =1.5 Q =1.5x1 =1.5 KN.

- **A l'ELS,** la combinaison de charges est: G + Q
  - Effort normal de compression : Ns = G = 1,7125 KN.
  -Moment de renversement : Ms = 0,6KN.m.
  -Effort tranchant T ; T_s= Q = 1 KN.

III-A-3 Ferraillage:

L'étape du ferraillage consistera a étudier une section rectangulaire encastrée à la base et libre à l'extrémité (console) soumise à la flexion composée à l'ELU sous (Nu) et (Mu), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (Ns) et (Ms).

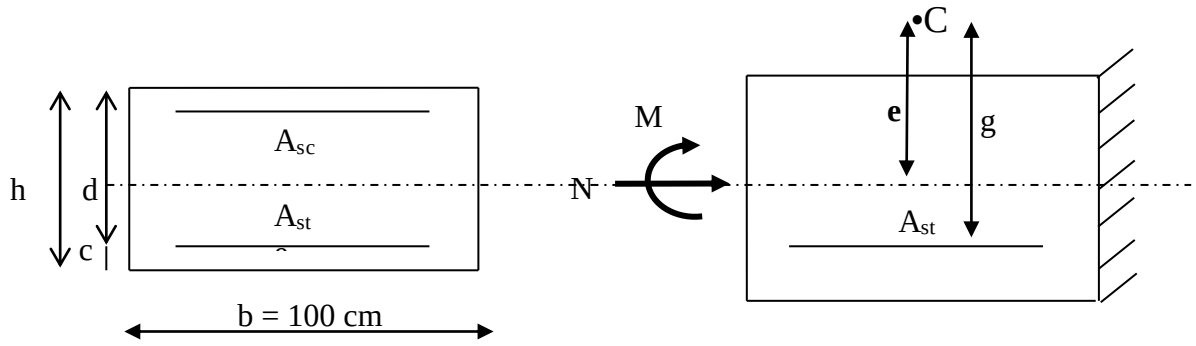


Figure.III.A-3 Schéma de calcul de l'acrotère

b=100cm; c=3cm; h=10cm; d=7cm; Fe= 400MPa ; γs=1, 15 ; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$

b : longueurs unitaire qui est égale à 1m.
c: centre de pression.
h:hauteur de la section.
d =h-c : est hauteur utile.
e : excentricité.
g : la distance entre le centre de pression C et le centre de gravité des armatures tendues.

- **Calcul de l'excentricité:**

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{\mathbf{0,9}}{\mathbf{2,311}}$=0,389m = 38,9 cm.

III.A.4.Verification:

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

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures. 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 elle se ramène à la flexion composée.

- **Calcul d'armatures en flexion simple:**

Moment fictif :

g = e_u + h /2 – c = 38,9+ 5 – 3= 40,9cm = 0,409 m
M_f = Nu×g= 2,311 x0, 409=0,945 KN.m
M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$ avec $f_{bu} = \frac{0,85\ f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$

fc28 : résistance caractéristique à 28 jours (25MPa)
Θ: dépend de la durée d'application de la charge, dans notre cas on le prend égale à 1 (t >24h).
γ_b: coefficient de sécurité, on le prend égal à 1.5 (situation courante).
D'où : f_{bu} =14.16MPa soit : f_{bu} =14.2MPa.

$\mu_b = \frac{0,945 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ **S.S.A.**

$\mu_b = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$

Les armatures fictives: $A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,945 \times 10^6}{0,993 \times 70 \times 348}$ =30,07mm^2 =0.301cm^2

A_{stf} =0,301 cm^2

❖ **Calcul d'armatures en flexion composée:**

La section réelle d'armatures: $A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0{,}301\times10^{2} - \frac{2{,}311\times10^{3}}{348} = 23{,}4\text{mm}^2$

$A = 0{,}24\ \text{cm}^2$

III-A-5 Vérification à l'ELU :

La vérification de la condition de non fragilité du béton se fait selon [Art .A.4.2.1/BAEL91 modifié 99].

Un élément est considérée comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature. Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{min}$

$A_{st} \geq A_{min} = 0.23\ f_{t28}/f_e\ [\ \frac{es-0.455\ d}{es-0.185\ d}\ ]\ bd$

$A_{st} \geq A_{min} = 0.23x100x7x\ 2{,}1/400\ x\ [\ \frac{350-0.455x7}{350-0.185x7}\ ] = 0{,}79\ \text{cm}^2$

Avec: $f_{t28} = 0.6+0.06\times25 = 2{,}1\text{MPa}$

$e_s = Ms/Ns = 0{,}6/1{,}7125 = 0{,}35\text{m}$

Conclusion :

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A=A_{min}= 0{,}80\ \text{cm}^2$

On adoptera une section d'acier de **5HA8 /ml** $=2.512\text{cm}^2$, avec un espacement de 20 cm.

➢ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2{,}512}{4} = 0{,}628\ \text{cm}^2$$

On prend **4HA8/ml** $=2.01\ \text{cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

➢ **Vérification de la contrainte de cisaillement** (BAEL 91/ Art A.5.1.1)

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0{,}15.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa\right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\ 2{,}5\,MPa\ ;\ 4MPa\ \right\} \Rightarrow \left(\bar{\tau} = 2{,}5\,MPa\right)$$

On a : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$

avec : τ_u :contrainte de cisaillement.

$V_u = 1{,}5Q = 1{,}5x1 = 1{,}5$ KN.

$$\tau_u = \frac{1{,}5\times10^{3}}{1000\times70} = 0{,}021MPA.$$

$$\tau_u = 0{,}021MPa \leq \bar{\tau}_u = 2{,}50MPa \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement le béton seul peut reprendre cette effort, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91) :**

On doit vérifier la condition : $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se.} = \psi_s . f_{t28} \qquad \tau_{se.} = \frac{V_u}{0.9d.\sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$Ui = \sum n.\pi.\phi$$

A.N : $\sum Ui = 5 \times 3{,}14 \times 0{,}8 = 12{,}56\,cm$

Ø : c'est le diamètre des barres.

n : Le nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{0{,}9 \times 70 \times 12{,}56 \times 10} = 0{,}190\,MPa$$

$\bar{\tau} = 1.5 \times 2{,}1 = 3{,}15\,MPa > 0{,}190\,MPa$ ⟹ **Condition vérifiée**.

. Donc il n ya pas de risque d'entraînement des barres

- **Espacement des barres (Art A.4.5, 34 / BAEL 91 modifiée 99)**

La fissuration est très préjudiciable ; donc **St** ≤ **min** {1.5h ,20 } **= 20 cm.**

h = 10 cm. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **20 cm** ; donc la condition est vérifiée.

- **Vérification de l'ancrage des barres :**

La longueur du scellement droit est donnée par : $L_s = \frac{\phi . f_e}{4.\bar{\tau}_s}$

$\bar{\tau}_s = 0{,}6.\psi_s^2 . f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835\,MPa.$

A.N : $L_s = \frac{0{,}8 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 28{,}22\,cm$

Soit : $L_s = 30\,cm$

III-A-6 vérification des contraintes à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, on doit vérifier :

- **Dans l'acier :**

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

$$\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{ \frac{2}{3} f_e \; ; \; \max\left(200; \; 110\sqrt{\eta . \; f_{t28}}\right) \right\}$$

On prend : η = 1,6 : Fissuration préjudiciable, (acier HA Ø ≥6 mm) , FeE400.

$$\sigma_{St} = \min\left\{ \frac{2}{3} \text{x } 400 \text{ ; Max [0,5 x400 ; 110 (1,6 x 2,1)}^{1/2}] \right\}$$

$$= \min \left\{ 266{,}66 \text{ ; Max (200 ; 201,63)} \right\} = 201{,}63 \text{MPa}$$

On a : $\sigma_{St} = \dfrac{Ms}{\beta 1 \times d \times As}$

$$\rho = \frac{100\text{x } A_S}{bd} = \frac{100\text{x}2.51}{100\text{x}7} = 0{,}358$$

$\rho = 0{,}358 \Longrightarrow$ **β_1=0,907** $\Longrightarrow$ **k_1=38,76**

$$\sigma_{St} = \frac{M_S}{\beta_1 d A_S} = \frac{0{,}6 \text{ x } 10^6}{0{,}907 \text{ x } 70 \text{ x } 2.51x100} = 37{,}65 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201{,}63 \text{MPa} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}.$$

Dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{37{,}65}{38{,}76} = 0{,}972 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$ **Condition vérifiée**.

III-A-7 vérification au séisme :

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_P, elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q donnée.**[Art.6.2, 3/RPA99 version 2003].**

$F_p = 4.A.C_p.W_P$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1)[RPA99 version 2003]

Dans notre cas, il est pris égale à **0,15** (zone II, groupe 1B).

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à **0,8**

W_p : poids de l'acrotère, égal à G = **1,7125 KN/ml**

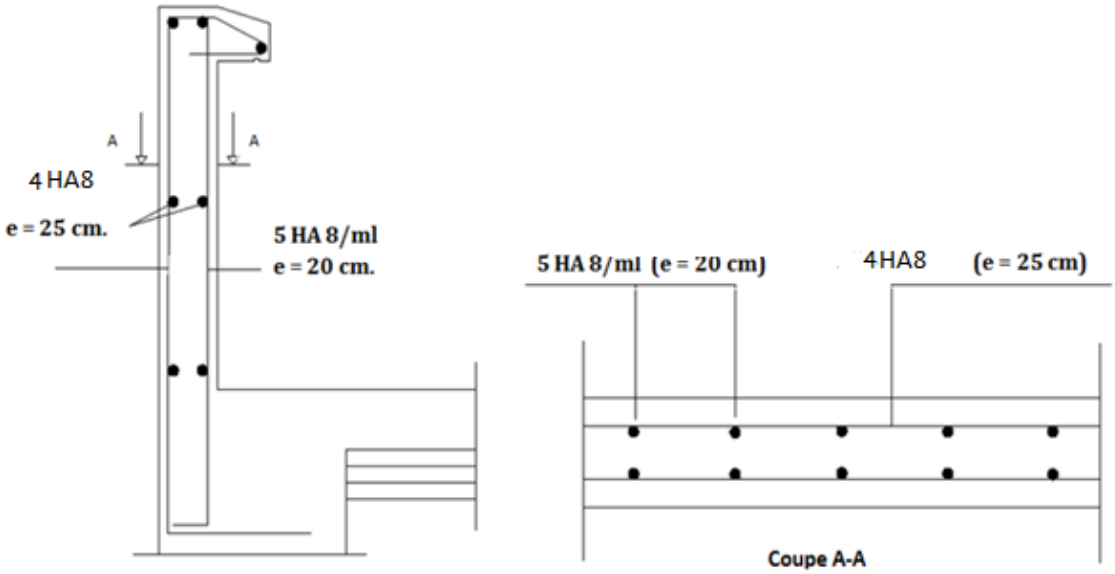
Fp =4x 0,15x 0,8x 1,7125 = 0,822 KN < Q = 1 KN/ml..... condition vérifié.

Note:

Dans le cas ou la condition n'est pas vérifiée, on fait les calcules avec la force Fp.

III.A.8.Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (dû à la main courante) supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.
On adoptera ainsi pour ferraillage les armatures calculées précédemment.



Ferraillage de l'acrotère.

Figure III-A-4: ferraillage de l'acrotère

III.B. LES PLANCHERS

La structure comporte des planchers en corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées dans le sens de la petite portée et sur lesquelles repose le corps creux.
Dans notre cas, on fera l'étude pour trois types de planchers ayant pour différences leurs charges d'exploitation (habitation, service et dernier étage). Les poutrelles sont de sections en T, distantes de 65 cm entre axes .Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.

III.B.1 La dalle de compression :

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, est armée d'un quadrillage d'armatures de nuance (fe500) ayant pour but de :
- Limités les risques de fissuration par retrait
- Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines,

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le règlement **BAEL91 art. B.6.8, 423. :**
- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles .

III.B.1.1 Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$\mathbf{A_{\perp} \geq \frac{4xL}{f_e}} \qquad \textbf{BAEL91art. B.6.8, 423}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{fe} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52\ cm^2$$

L : distance entre axes des poutrelles (l=65cm) (50 cm ≤ L ≤ 80 cm).
fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa

Soit : $A_{\perp}$ =5T5=0.98 cm^2
Avec : un espacement S_t = 20 cm

III.B.1.2 Armatures parallèle aux nervures :

$$\mathbf{A_{//} \geq \frac{A^{\perp}}{2}}$$

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

Soit : $A_{\perp}$ =5T5=0.98 cm^2
Avec : un espacement S_t = 20 cm

Conclusion :

On adoptera un treillis soudés Φ5, de nuance FeE500, dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (200 x200).

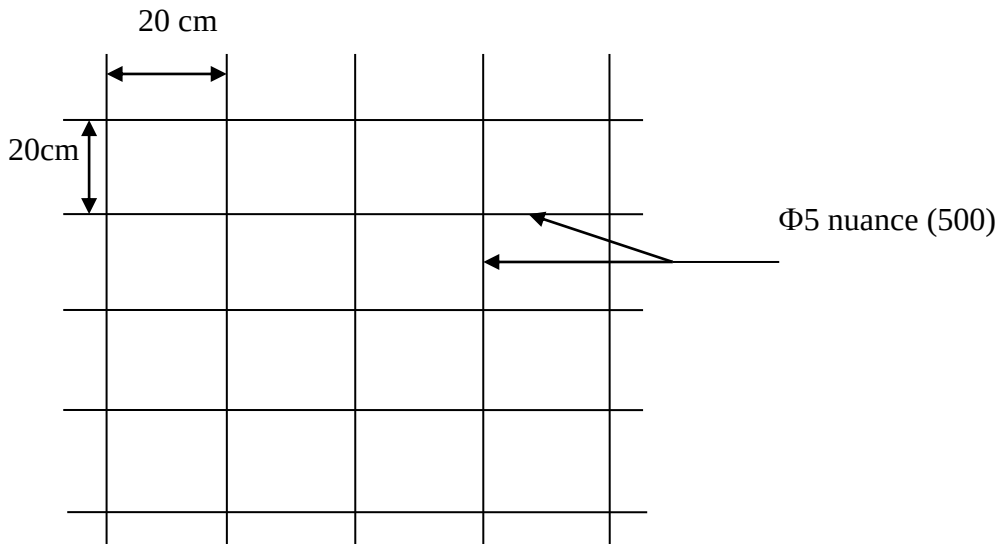


Figure-III-B.1 : Treillis soudé

III.B.2 Etude de la poutrelle :

a/ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critéres :

· Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

· Critère de la continuité :

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

Les poutrelles préfabriquées sont disposées suivant le sens de la plus petite portée.

b/Dimensionnement des poutrelles :

Les règles **BAEL A.4.1.3** précisent que la largeur de la table de compression (b1) est à prendre en compte dans chaque cote d'une nervure a partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes : $b_1 = \min\left(\frac{L1}{10} ; \frac{L}{2} ; 8h_0\right)$

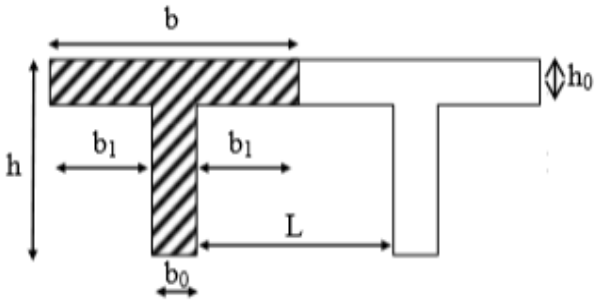


Figure III.B.2: Schéma de la section en T

• L_1 : longueur libre entre nus d'appuis (360cm).

• L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles (L= 65 -12 = 53 cm)

• b_0 : Largeur de la poutrelle (12cm).

• h_0: Épaisseur de la dalle de compression (4cm).

• b1 : La largeur de l'hourdis tel que :

$b1 = \min\left(\frac{360}{10} ; \frac{53}{2}; 8x4\right)$

= Min (36 ; 26.5 ; 32)=26.5cm.

• b : Largeur de la table de compression avec :

$b = 2b_1 + b_0 = (2x26.5) + 12 = 65cm$

• h : hauteur de la section avec :

h= 16+4=20cm

III.B.3 Calcul de la poutrelle :

- **Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Elle travaille en flexion simple.

a) Poids des planchers repris par la poutrelle :

Planchers	G(KN/m)	Q(KN/m)
Plancher terrasse inaccessible	5,78x0,65=3,757	1x0,65=0,650
Plancher étage courant usage habitation	5,14x0,65=3,341	1.5x0,65=0.975

b) Combinaisons de charges :

Planchers	ELU:1,35G+1,5Q	ELS:G+Q
Plancher terrasse inaccessible	6,046	4,407
Plancher étage courant usage habitation	5,972	4,316

Pour la suite de calcul nous allons considérer le plancher le plus sollicité, qui est le plancher terrasse

q_u =6,046KN/ml
q_s =4,407KN/ml

Remarque :

Il n'y a pas de différence significative entre les chargements appliqués. Donc, pour simplifier les calculs, l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable.

III.B.4 Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

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

Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique aux planchers à charges d'exploitation modérées c'est le cas des constructions courantes **(voir Art B.6.2,210/BAEL 91 modifie 99).** Elle est applicable que si les quatre conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq \min \{2G ; 5KN/m^2\}$.
- ✓ Cas de fissuration non préjudiciable.
- ✓ Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- ✓ Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$$

Vérifications :

-Plancher terrasse inaccessible :

Conditions d'applications (**Art B .6.2, 210 BAEL91 mod99)**:

- On a : $\begin{cases} Q = 1\ KN/m \\ 2G = 2 \times 5{,}78 = 11{,}56KN/m \end{cases}$

$Q \leq \min\{11{,}56KN/ml ; 5KN/ml\}$
$Q=1\ KN/ml < 5KN/ml \Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

- La fissuration est non préjudiciable. $\Longrightarrow$ **condition vérifiée.**
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1.25.

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

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{350}{380} = 0.92\ ;\ \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{380}{365} = 1.04\ \ ;\ \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{365}{355} = 1{,}02\ ;\ \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{355}{360} = 0{,}98$$

$0.8 \leq 1 \leq 1.25$ ➔ **Condition non vérifiée.**

Donc dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable, le calcule se fera par :

La méthode Forfaitaire

III.B.4.1 . Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0, dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charges que la travée considérée.

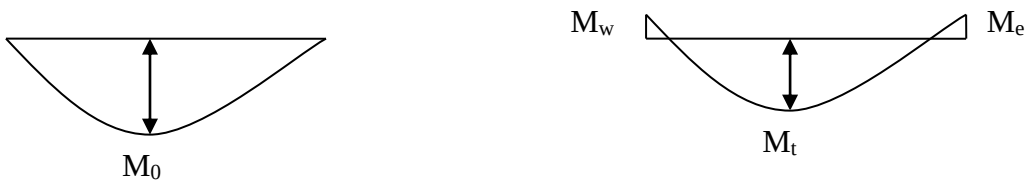


Figure III.B.3. : Diagramme des moments

III.B. 4.2 Exposé de la méthode :

-le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à charge d'exploitation modérée.

En effet pour Q=0 $\mapsto$ α =0 et pour Q=2G $\mapsto$ α =2/3

-M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q\, xL^2}{8}$$

Avec L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement

M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

Les valeurs de M_e, M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1+0.3\alpha)\, M_0) \\ \text{et} \\ M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \Longrightarrow \text{Travée intermédiaire} \\ M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\,\alpha}{2}\right) M_0 \Longrightarrow \text{Travée de rive} \end{cases}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons deux types de poutres , comme suivant :

III.B.5.Calcul des poutres a (ELU) :

- **1_{er}cas : poutre continue sur cinq appuis :**

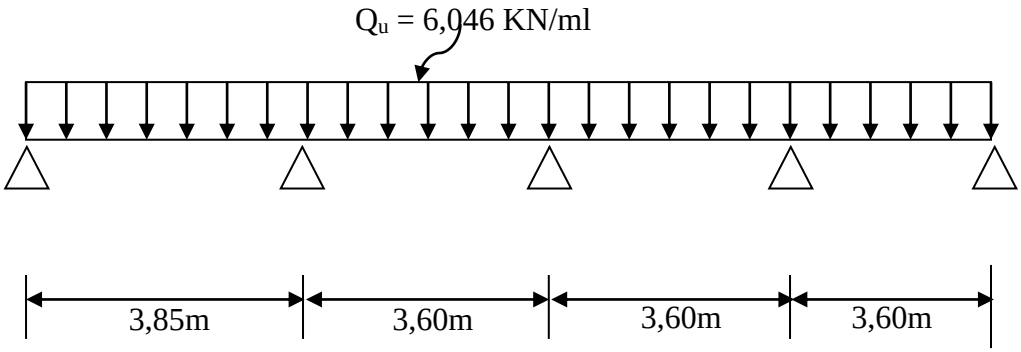


Figure : III.B.4. Schéma statique

Calcul des coefficients :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5,78} = 0,147 \qquad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3}\right)$$

On aura après calcul : α =0,147

$$\begin{cases} 1 + 0.3\ \alpha = 1,0441 \\ \dfrac{1+0.3\alpha}{2} = 0,522 \\ \dfrac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0,622 \end{cases}$$

Pour notre cas les résultats des calculs sont fais a l'aide du logiciel Exel :

Li	moments					
	Mo	coefficient	M appui	M travée	Vx gauche	Vx droite
		0,3	3,361		0	12,222
3,85	11,203	0,5	5,601	7,218	-11,058	10,416
3,6	9,796	0,4	3,918	5,469	-11,352	11,156
3,6	9,796	0,5	4,898	5,821	-10,612	10,340
3,6	9,796	0,3	2,938	6,311	-11,428	0

Tableau III.B.1 : valeurs des efforts internes a l'ELU

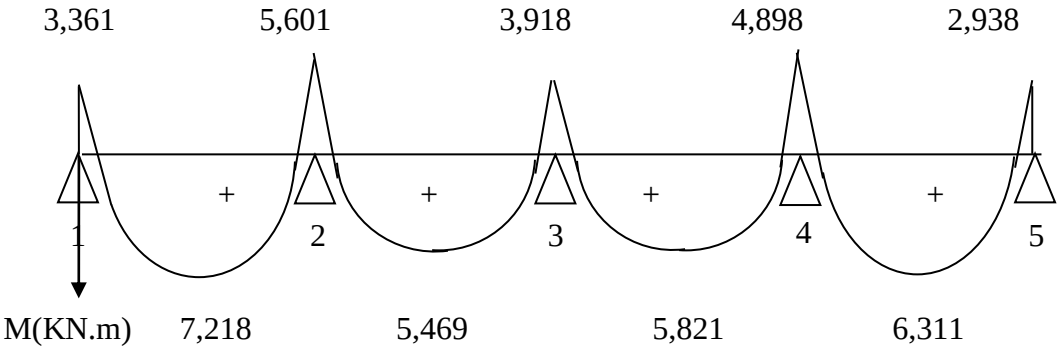


Figure III.B.5 :Diagramme des moments fléchissant:

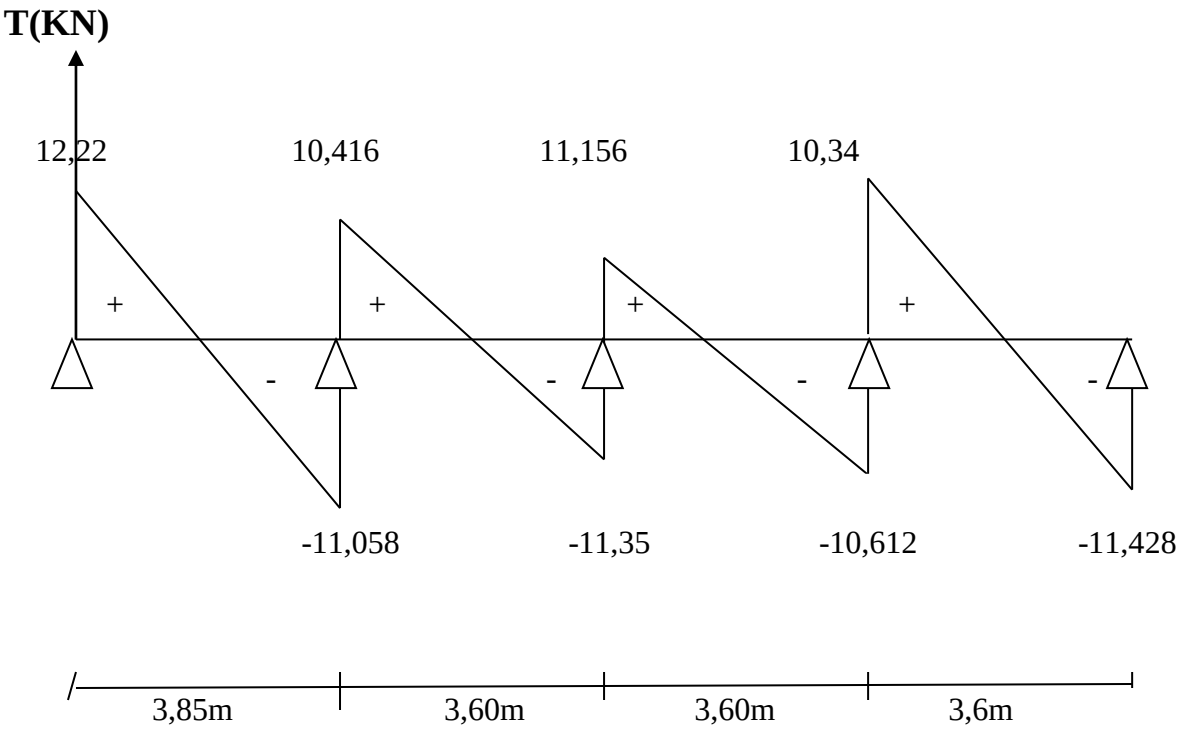
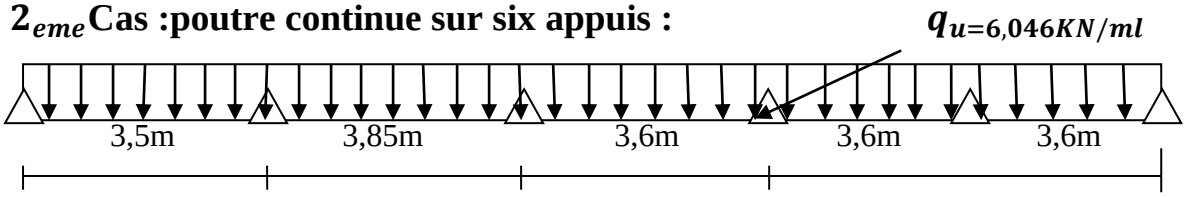


Figure III.B.6 : Diagramme d'effort tranchants

B ; 2$_{eme}$Cas :poutre continue sur six appuis :



Figue III.B.7 : Schéma statique

Li	Moments					
	Mo	coefficient	M appui	M travée	Vx gauche	Vx droite
		0,3	2,777		0	11,389
3,5	9,259	0,5	5,601	5,479	-9,775	11,349
3,85	11,203	0,4	4,481	6,657	-11,931	10,728
3,6	9,796	0,4	3,918	6,029	-11,040	11,156
3,6	9,796	0,5	4,898	5,821	-10,612	10,340
3,6	9,796	0,3	2,938	6,311	-11,428	0

Tableau III.B.2 : valeurs des efforts internes a l'ELU

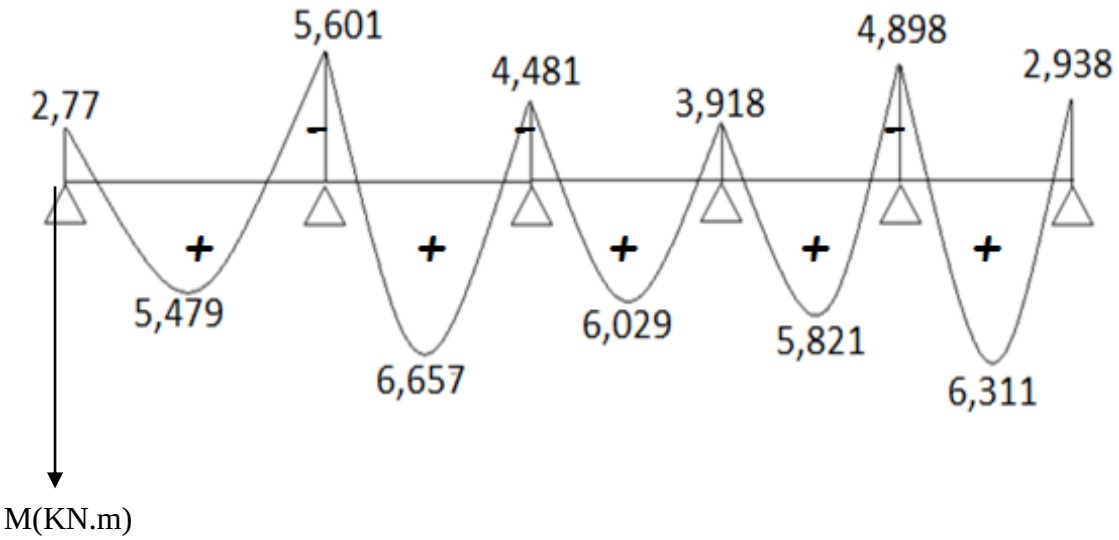


Figure III.B.8 :Diagramme des moments fléchissant

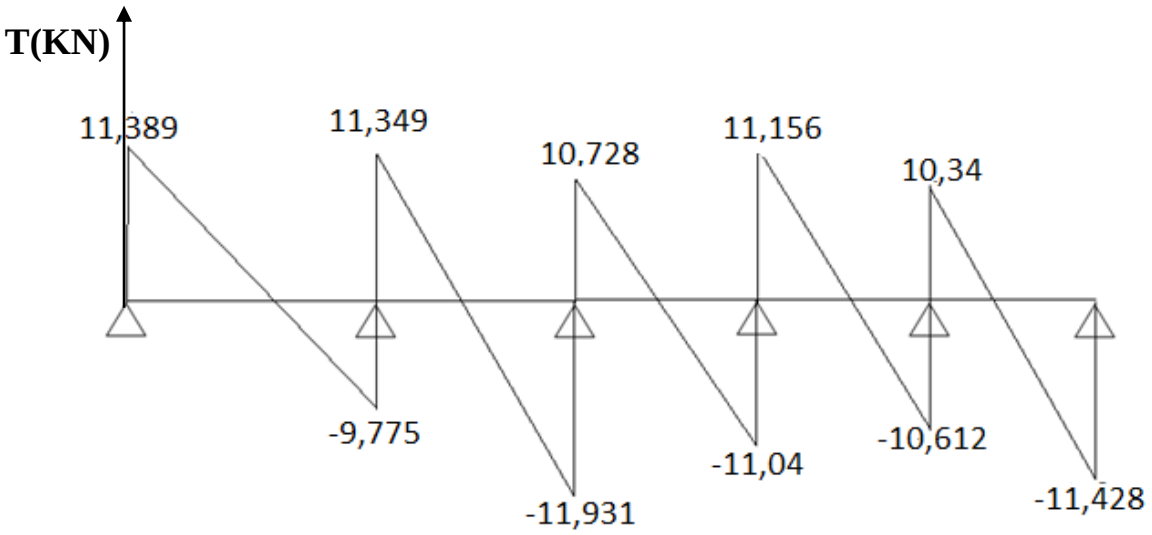
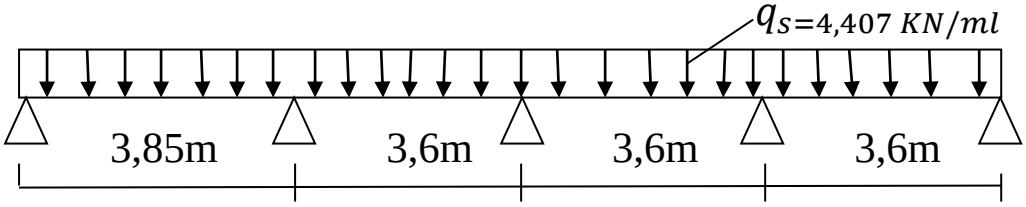


Figure III.B.9 :Diagramme des efforts tranchants a l'ELU

III.B.6.Calcule des poutres a l'état limite de service (ELS) :

- **1$_{er}$cas poutre continue sur cinq appuis**



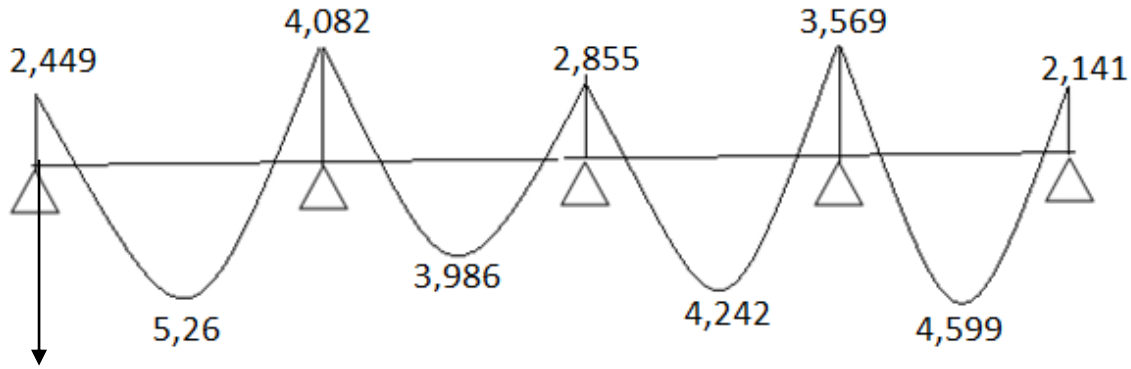
FigureIII.B.10 : Schéma statique

Pour notre cas les résultats des calcules sont fais a l'aide du logicielle EXEL

Li	moments					
	Mo	coefficient	M appui	M travée	Vx gauche	Vx droite
		0,3	2,449		0	8,907
3,85	8,165	0,5	4,082	5,260	-8,059	7,591
3,6	7,139	0,4	2,855	3,986	-8,273	8,130
3,6	7,139	0,5	3,569	4,242	-7,734	7,535
3,6	7,139	0,3	2,141	4,599	-8,329	0

Tableau III.B.3 : valeurs des efforts internes a l'ELS

Diagramme des moments fléchissant :



M(KN.m)

Figure III.B.11 :Diagramme des moments fléchissant :

T(KN)

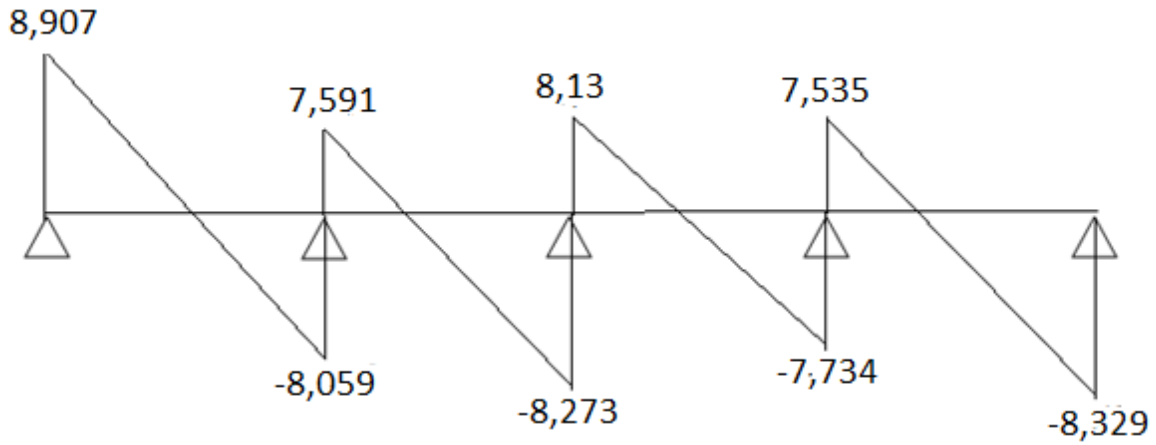


Figure III.B.12 :Diagramme des efforts tranchants :

- **2eme cas : poutre continue sur six appuis :**

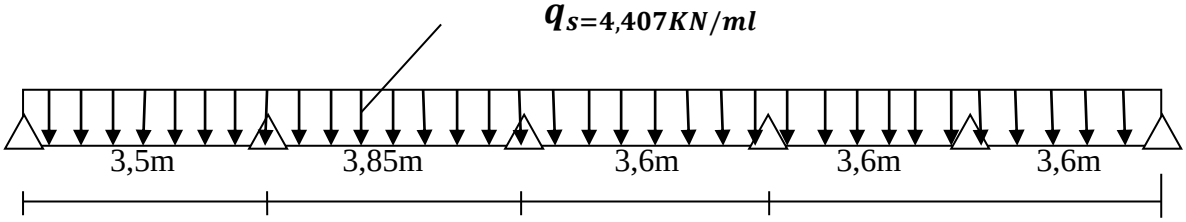


Figure III.B.13 : Schéma statique

Li	moments					
	Mo	coefficient	M appui	M travée	Vx gauche	Vx droite
		0,3	2,024		0	8,300
3,5	6,748	0,5	4,082	3,993	-7,124	8,271
3,85	8,165	0,4	3,266	4,852	-8,695	7,818
3,6	7,139	0,4	2,855	4,394	-8,046	8,130
3,6	7,139	0,5	3,569	4,242	-7,734	7,535
3,6	7,139	0,3	2,141	4,599	-8,329	0

Tableau III.B.4 : valeurs des efforts internes a l'ELS

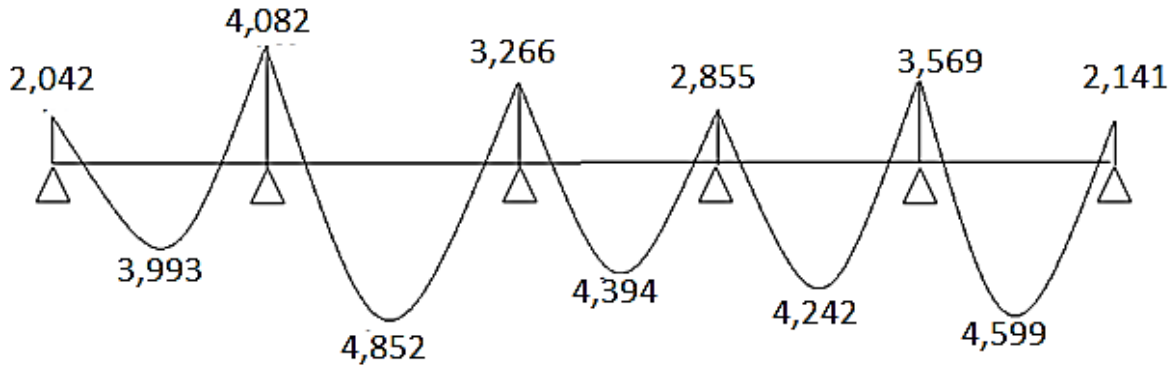


Figure III.b.14/ Diagramme des moments fléchissant :

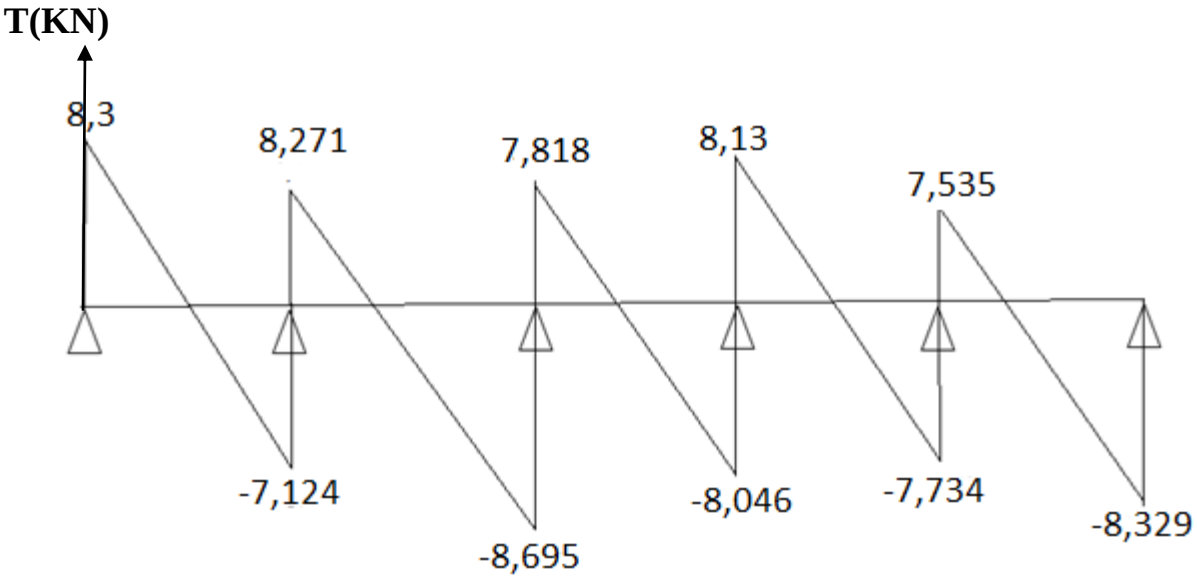


Figure III.B.15 : Diagramme des efforts tranchants

III.B.7. Ferraillage à l'ELU

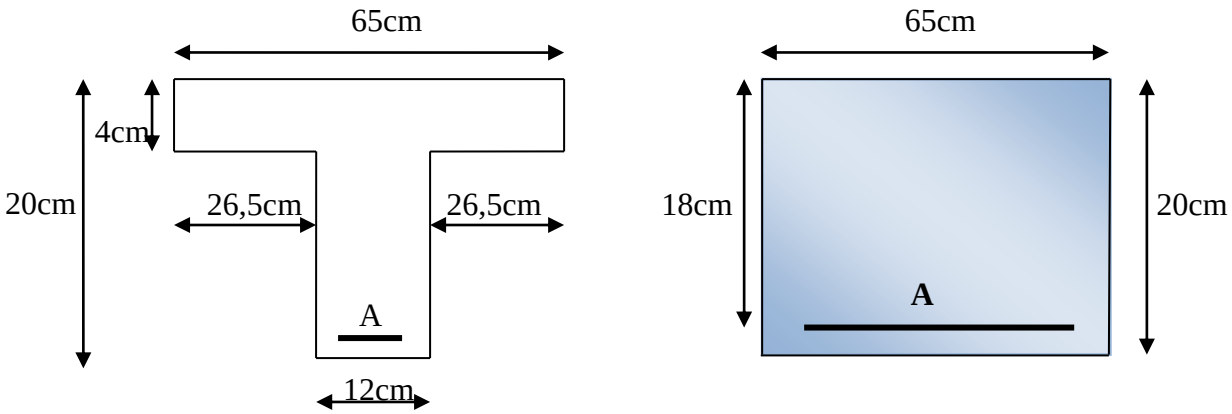
Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$M_t^{max} = 7{,}218\,KN.m$

$M_a^{max} = 5{,}601\ KN.m$

$V_u^{max} = 11{,}931KN$

La poutrelle serras calculée comme une section en $T_é$ dont les caractéristiques géométriques suivantes : b=65cm ;b_0=12cm ;h=20cm ; d=18cm ; h_0=4cm



Position de l'axe neutre :

Si $M_t > M_0$(l'axe neutre est dans la nervure)

Si $M_t < M_0$(l'axe neutre est dans la table de compression)

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} = 0{,}65 \times 0{,}04 \times \left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right) \times 14{,}2 \times 10^3$$

$\boldsymbol{M_0 = 59{,}072\ KN.m}$

$M_0 = 59{,}072$ KN.m > $M_t^{max} = 7{,}218$KN.m → l'axe neutre tombe dans la table de compression,

d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

- **Armatures longitudinales :**

***a) en travée* :**

- Sections d'armatures :

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{7{,}218 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0{,}024 \rightarrow \beta = 0{,}988$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{7{,}218\times10^3}{0{,}988\times18\times348} = 1.166cm^2$$

A_{st}=1.166cm^2 on adopte **: armature en travées 3HA10 = 2,35cm^2**

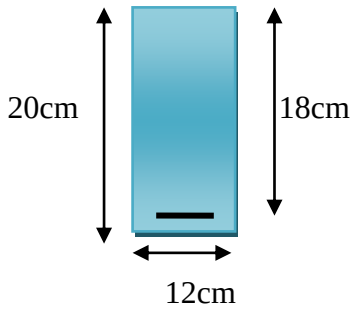
b) aux appuis :

$M_a^{max} = 5{,}601KN.m$

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{5{,}601\times10^3}{12\times18^2\times14.2} = 0.1 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0{,}1 \rightarrow \beta = 0{,}947$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{5{,}601\times10^3}{0{,}947\times18\times348} = 0{,}944m^2$$



A_a= 0,944 cm^2 on adopte **: armature aux appuis 2HA10= 1.57 cm^2**

- **Armatures transversales :**

$$\varphi \le \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{max}\right) \text{ (Art 7.2.1/BAEL91)}$$

φ_{max} =10mm (diamètre max des armatures transversales)

$$\min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1\right) = 0.571cm$$

$\varphi \le 0{,}571cm$ On prend $\varphi = 8mm$

On adopt: **armature transversal 2HA8 → A_t = 1cm^2**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de HA8

- ***Espacement des armatures transversales* :**

$St \le \min(0.9d\ .40cm) = \min(16{,}2\ , 40) = 16.2cm$

On prend : **St =15 cm**

III.B.8.Vérification à l'ELU :

- ***Vérification au cisaillement:***

On doit vérifier que : $\sigma_u < \sigma_u^{adm}$

$$\sigma_u = \frac{V_u^{max}}{b_0\times d} = \frac{11{,}931\times10^3}{120\times180} = 0{,}552 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u^{adm} = \min\left\{0{,}15\frac{fc28}{\gamma_b}\ ; 4Mpa\right\} = 2{,}5\text{Mpa}$$

$\sigma_u < \sigma_u^{adm}$ condition vérifier pas de risque de cisaillement .

- **Condition de non fragilité :**

On doit vérifier la condition suivante : $A_{adopté} > A_{min}$

$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times ft28}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,412 cm^2 < 2,35 cm^2 \Longrightarrow$ en travée

$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times ft28}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,260 cm^2 < 1,57 cm^2 \Longrightarrow$ aux appuis

Condition vérifier

- **Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)**

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

Avec : $\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum Ui} = \frac{11,931 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3.14} = 0.781 MPa$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$

$\tau_{se} = 0.781 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa \longrightarrow$ Condition vérifiée

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :

$V_u^{max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ a = 09d

$V_u^{max} \leq 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 129,6$ KN

$V_u^{max} = 11,931 KN \leq 129,6 KN \longrightarrow$ Condition vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}(V_u^{max} + \frac{M a max}{0.9d})$

$A_a = 1.57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (11,931 - \frac{5,601}{0.9 \times 0.18})$

$A_a = 1.57 \geq -0.99 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Les armatures calculées sont suffisantes.

- **Calcul des scellements droit *:*** ***(BAEL91/ Art. A6.1.23)***

$l_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{\tau_{su}}$ avec : $\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$

$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 MPa$

D'où $ls = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27$ cm

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0,4 ls pour les aciers HA.

Soit un crochet de : l_c= 0,4 ls= 0,4x 35.27 $\longrightarrow l_c$=14,10cm

Soit un crochet de 15cm

III.B.9. Vérifications à L'ELS :

les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction .

les vérifications qui leur sont relatives sont :

état limite d'ouverture des fissures

etat limite de résistance de béton en compression

état limite de déformation (la fléche)

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

Les poutrelles ne sont pas soumises a des intempéries donc on a des fissurations peu nuisible ,donc aucune vérification n'est nécessaire

- **Etat limite de résistance de béton en compression**

En travée : $M_t^{max} = 5{,}26\text{KN.m}$

Contrainte dans les aciers :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ avec $\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$ Fissuration peu nuisible

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2{,}35}{18 \times 12} = 1{,}088$$

Par interpolation linéaire :

$\rho_1 = 1{,}088 \rightarrow \beta_1 = 0{,}8563 \rightarrow K_1 = 19{,}80$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 dA_{st}} = \frac{5{,}26 \times 10^3}{0.8563 \times 18 \times 2{,}35} = 145{,}22\text{MPa} < \overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow$$ Condition vérifiée

Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration est peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} \text{ avec: } \sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta_1 \times d \times A_s} = 145{,}22Mpa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{145,22}{19,80} = 7,33MPa$$

$$\sigma_{bc} = 7,33MPa \langle \ \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$\longrightarrow$ Condition vérifiée

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Aux appuis *:* $M_a^{max} = 4,082KN.m$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0,726$$

Par interpolation linéaire :

$\rho_1 = 0,726 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow K_1 = 25.50$

Contrainte dans l'acier *:*

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,082 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1.57} = 164,89MPa < 348MPa$$

$\longrightarrow$ Condition vérifiée

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{164,89}{25.50} = 6,46MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6,46\,MPa \langle \ \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$\longrightarrow$ Condition vérifiée

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion **:** La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

Etat limite de déformation (la flèche) **:** ***(BAEL91. AB68.4.24)***

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée entre nus d'appuis.(3,85m)

M_t : moment max en travée. a L'ELS (5,26 KN.m)

M_0 : moment max de la travée isostatique a L'ELS (8,165 KN.m)

b_0 : largeur de nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

A : section des armatures.

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.05 > \frac{1}{22,5} = 0,044$ ⟶ Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,05 > \frac{5,26}{15 \times 8,165} = 0,042$ ⟶ Condition vérifiée
- $\frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.35}{18 \times 12} = 0,010 \rangle \frac{3,6}{400} = 0,009$ ⟶ Condition non vérifiée

III.B.10.Conclusion :

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

III.B.11.Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

a°) $F_v = \frac{M_t^{ser}.l^2}{10 x E_v x I_{fV}} \prec \frac{l}{500}$ *avec* $I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_V}$

b°) $F_i = \frac{M_t^{ser}.l^2}{10 x E_i x I F_i} \prec \frac{l}{500}$ *avec* $I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda i}$

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 MPa$

$E_i = 3E_v = 3x10818,86 = 32456,6 MPa$

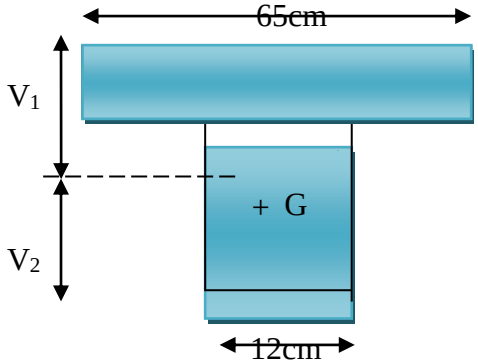


fig III-4-11) section en Té

Aire de la section homogénéisée :

$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$

B_0 = section du beton

A= section d'armature tendue

$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 cm^2$

Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :

$S/_{XX} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} d$

$S/_{XX} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 3458,5 cm^3$

V_1 : position de l'axe neutre.

$V_1 = \frac{S/_{XX}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 cm$

$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7,1 = 12,9 cm$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_0 = \frac{b_0}{3}.(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0).h_0.[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2] + 15.A.(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}.(7{,}1^3 + 12{,}9^3) + (65 - 12).4.[\frac{4^2}{12} + (7{,}1 - \frac{4}{2})^2] + 15x2{,}35.(12{,}9 - 2)^2$$

$I_0 = 20003{,}24 cm^4$

l = la portée libre de la travée considérée.

ρ = le rapport des aciers tendues de celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0.d} = \frac{2{,}35}{12 \times 18} = 0{,}010$$

La contrainte dans les aciers tendues est :

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1.d.A} = \frac{5{,}26x10^6}{0{,}856x180x235} = 145{,}26\ MPa$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0{,}05f_{t28}}{\rho.(2 + \frac{3b_0}{b})}$$ Pour les déformations instantanées

$$\lambda_i = \frac{0{,}05x2{,}1}{0{,}010.(2 + \frac{3x12}{65})} = 4.11$$

$\lambda_V = \frac{2}{5}\lambda_i = \frac{2}{5}x4.11 = 1{,}64$ Pour les deformations de longues durée.

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75f_{t28}}{4\rho\sigma_S + f_{t28}} = 1 - \frac{1{,}75x2{,}1}{(4x0{,}010x145{,}26) + 2{,}1} = 0{,}535$$

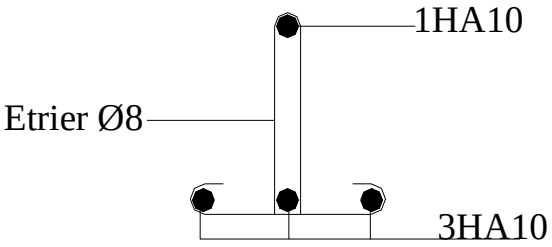
$$I_{f_V} = \frac{1{,}1I_0}{1 + \mu\lambda_v} \frac{1{,}1x20003{,}24}{1 + (0{,}535x1{,}64)} = 11720{,}23 cm^4$$

$$I_{f_i} = \frac{1{,}1I_0}{1 + \mu\lambda_i} = \frac{1{,}1x20003{,}24}{1 + (0{,}535x4{,}11)} = 6878{,}58 cm^4$$

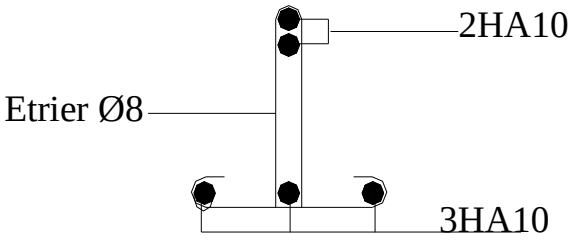
Donc :

$$F_V = \frac{5{,}26x10^2 x(4000)^2}{10x10818{,}86x11720{,}23} = 0{,}66cm \prec \frac{400}{500} = 0{,}8cm$$ (Condition verifiée)

$$F_i = \frac{5{,}26x10^2 x(4000)^2}{10x32456{,}6x6878{,}58} = 0{,}37cm \prec \frac{400}{500} = 0{,}8cm$$ (Condition verifiée)



Ferraillage en coupe A-A



Ferraillage en coupe B-B

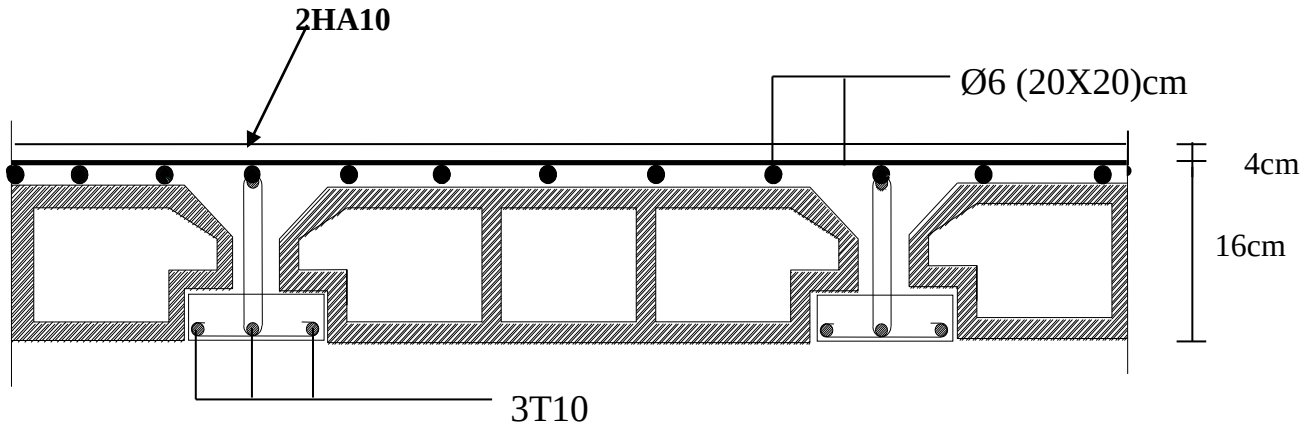


Figure III.B.16 : Plan de ferraillage du plancher en corps creux

III-C .Calcul d'escalier

III-C-1) Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

III-C-2) Terminologie :

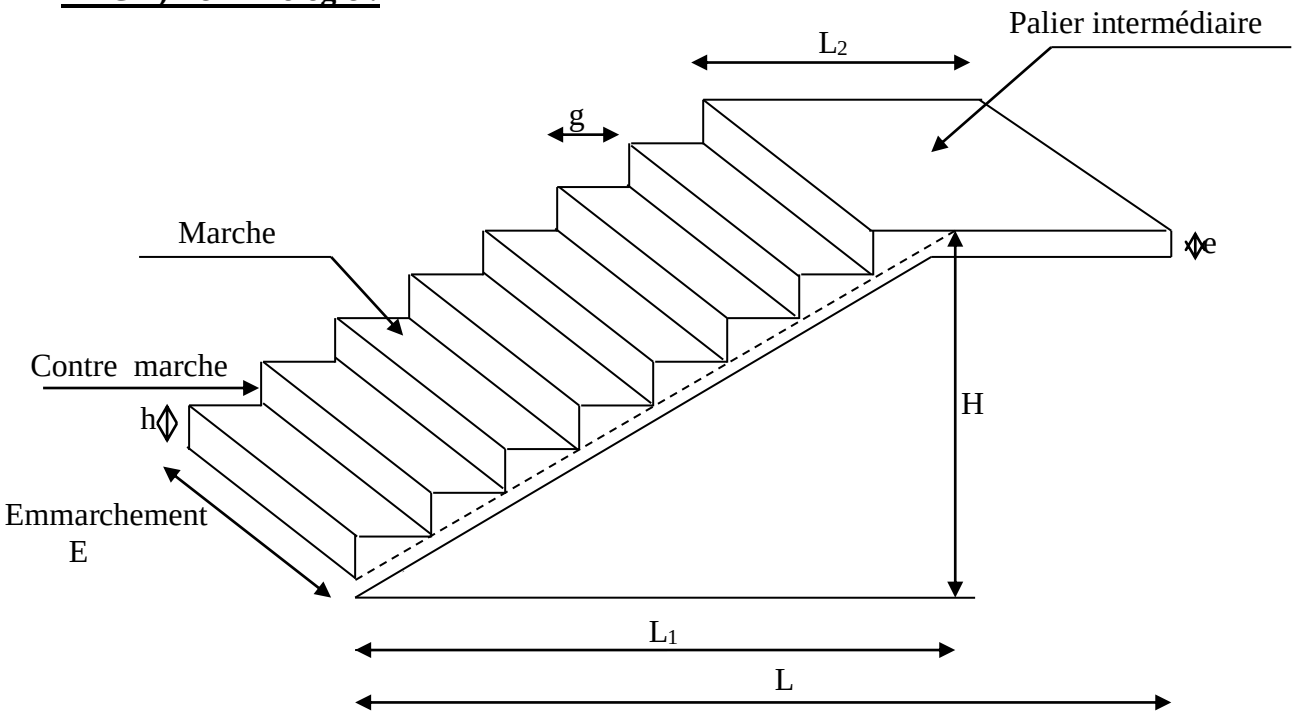


Figure III.C.1 : Coupe verticale de l'escalier

Marche : c'est la partie horizontale sur la quelle repose le pied de largeur **g (giron)**

25cm ≤ g ≤ 32 cm

Le nombre de marches s'écrit : $\mathbf{n = \frac{H}{h}}$

Avec : **n** : nombre de marches

H : hauteur de la volée

Contremarche « h »: c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

15cm ≤ h ≤ 20cm

L'emmarchement : représente la largeur**(W)** de l'escalier.

Maison individuelle : **W** ≥ 80 cm

Bâtiment collectif : **W** ≥ 120 cm

Le giron (g) : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives; il y a une valeur constante de 28cm au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : **2h+g = 59 à 66.**

Palier intermédiaire ou de repos L_p:

Partie horizontale d'un escalier séparant deux volées successives (la longueur d'un palier de repos doit être de 03 marches au moins) $\mathbf{L_p \geq 3g}$
Paillasse *:* dalle inclinée supportant les marches.

La Volée *:*C'est l'ensemble (marches, contremarche, paillasse) compris entre deux paliers successifs. (Pour le confort des personnes la volée doit comporter au maximum 18 à 20 marches).
Lo : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

III-C-3)pré dimensionnement :

Présentation schématique :

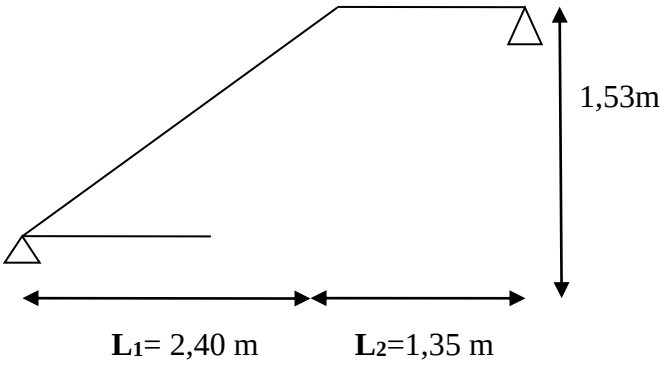


Figure-III-C.2: Présentation schématique des escaliers

Pré dimensionnement des marches :
Le pré dimensionnement des d'escalier consiste à déterminer :

- ✓ Le nombre des marches (n).
- ✓ La hauteur de la marche (h), le giron (g).
- ✓ L'épaisseur de la paillasse (e).

Le pré dimensionnement des marches se fera par la formule de « BLONDEL » :

a) Calcule de n, h et g :

La hauteur de la marche h :
On a 14 cm ≤ h ≤ 18 cm; on prend **h=17 cm**
Nombre de marches n:
n=H/h=153/17= 9 marches

Le giron g:

$$g = \frac{L1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

b) Vérification de la relation de BLONDEL :

$59cm \leq 2h + g \leq 66cm$

$2h+g = (2\times17) + 30 = 64$ cm

$59cm \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 66cm$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

Pré dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :

Soit « e_p » est l'épaisseur de la paillasse et du palier donnée par :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec

$\mathbf{L_0}$: longueur totale entre nus d'appuis.

$$\mathbf{L_0 = L_2 + \frac{L_1}{\cos\alpha}}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.637 \quad => \quad \alpha = 32{,}5°$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L_1}{Lv} \quad => \quad Lv = \frac{L_1}{\cos(\alpha)} = \frac{2.40}{\cos(32{,}5)} \quad => \quad Lv = 2.85m$$

$L_0 = 135+285 = 420$ cm

Donc : $\frac{420}{30} \leq e_p \leq \frac{420}{20}$ => $14cm \leq e_p \leq 21cm$

Conclusion :

On opte pour une épaisseur $\mathbf{e_p = 18\ cm}$ pour la paillasse et le palier

Remarque :

Etant donné que, on a les même distances et le même nombre de marches pour les deux volée on calcule une seule fois la paillasse et on adopte le même ferraillage.

III-C-4 Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 mètre d'emmarchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

- **les charges permanentes :**

La volée :

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m²)	ρ(KN/m^3)	G(KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{1x0.18}{cos35,79}$	25	5,55
Poids propre des marches	$\frac{0.17x1}{2}$	25	2.125
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Garde-corps	-	-	0.10
Σ Gi= G volée=			9,30

Le palier :

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m²)	ρ(KN/m^3)	G(KN/ml)
Poids propre du palier	0.18	25	4,5
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
Σ Gi= G palier=			6.02

- **les charges d'exploitation :**

La charge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :
$Q_p = Q_v$ =2,5 x 1 m = 2,5 KN/ml.

Combinaison de charges :

- **ELU** :q_u= (1,35 G+1,5 Q) ×1m

Volée: q_{u1}= (1,35x9,3+1, 5x2,5) =16,31 KN/ml
palier: q_{u2} = (1,35x6,02+1, 5x2,5) =11,88 KN/ml

- **ELS** :q_S=(G+Q) ×1m

Volée: q_{S1}= (9,3+2, 5) ×1m =11,80 KN/ml
palier: q_{S2} = (6,02+2, 5) ×1m =8,52 KN/ml

Calcule des moments et efforts tranchante a l'ELU:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre partiellement encastrée aux appuis.

Etude des paillasses

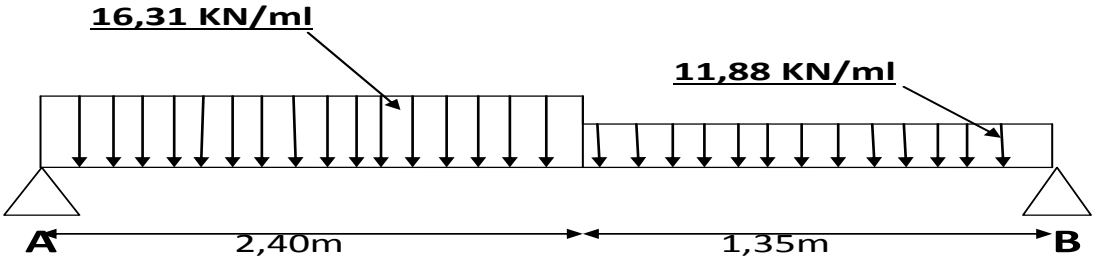


Figure-III-C-4: schéma statique a L'ELU

D'après les formules de la RDM:

$\Sigma F = 0$; $R_A + R_B = (16{,}31 \times 2{,}40) + (11{,}88 \times 1{,}35) = 55{,}18$ KN

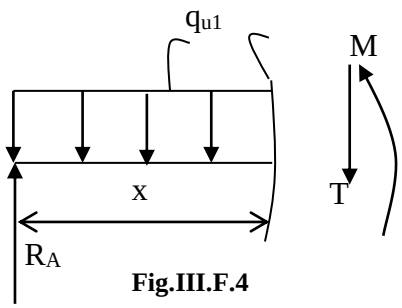
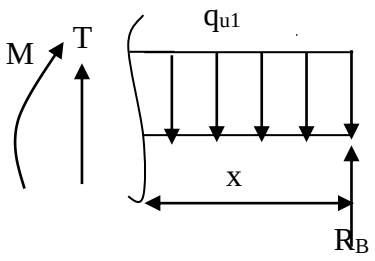
$R_A + R_B = 55{,}18$ KN

$\Sigma M/A = 0$; $\Sigma M/B = 0$

$$\mathbf{\Sigma M/A} = 16{,}31 \times 2{,}40 \times \frac{2{,}40}{2} + 11{,}88 \times 1{,}35 \times \left(\frac{1{,}35}{2} + 2{,}40\right) - R_B \times (2{,}40 + 1{,}35)$$

Donc: $R_B = 25{,}68$ KN

$R_A = 29{,}5$ KN

 **Fig.III.F.4**		 **Fig.III.F.5**
Tronçon 1		Tronçon 2

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq X \leq 2,40$	-16,31**X** +29,5	-8,16$\mathbf{X^2}$+29,5**X**	0	29,5	0
			2,4	-9,64	23,80
$0 \leq X \leq 1,20$	11,88**X** - 25,68	-5,94$\mathbf{X^2}$+25,68**X**	0	-25,68	0
			1,35	-9,64	23,84

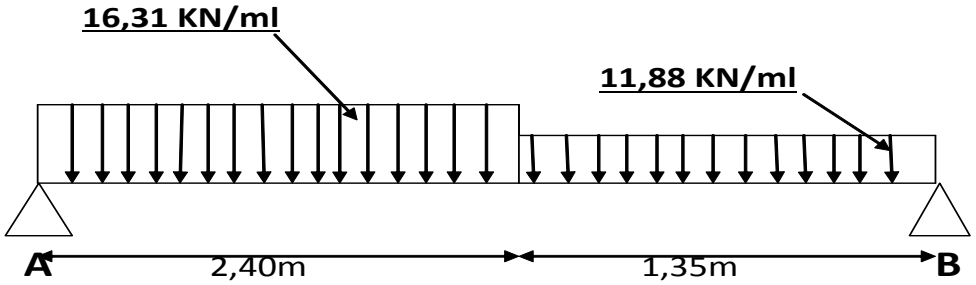
•Calcul du moment maximum en travée :
- Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :

$\frac{\mathbf{dMu(x)}}{\mathbf{dx}} = \mathbf{0}$ -16,31**X**+29,5 = **0**

$x_{tm}=\frac{29,5}{16,31}$=1,81 m

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur : x_{tm} = 1,81 m.
Donc : M_z^{max} = 26,66 KN.m

Remarque : compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en



travée.
Les moments de calcul seront comme suite :

- M (appuis) = - 0.3 M max = - 0,3× 26,66 = - 7,99 KN.m
- M_t (travée) = 0.85 M max = 0,85 ×26,66= 22,66 KN.m
-

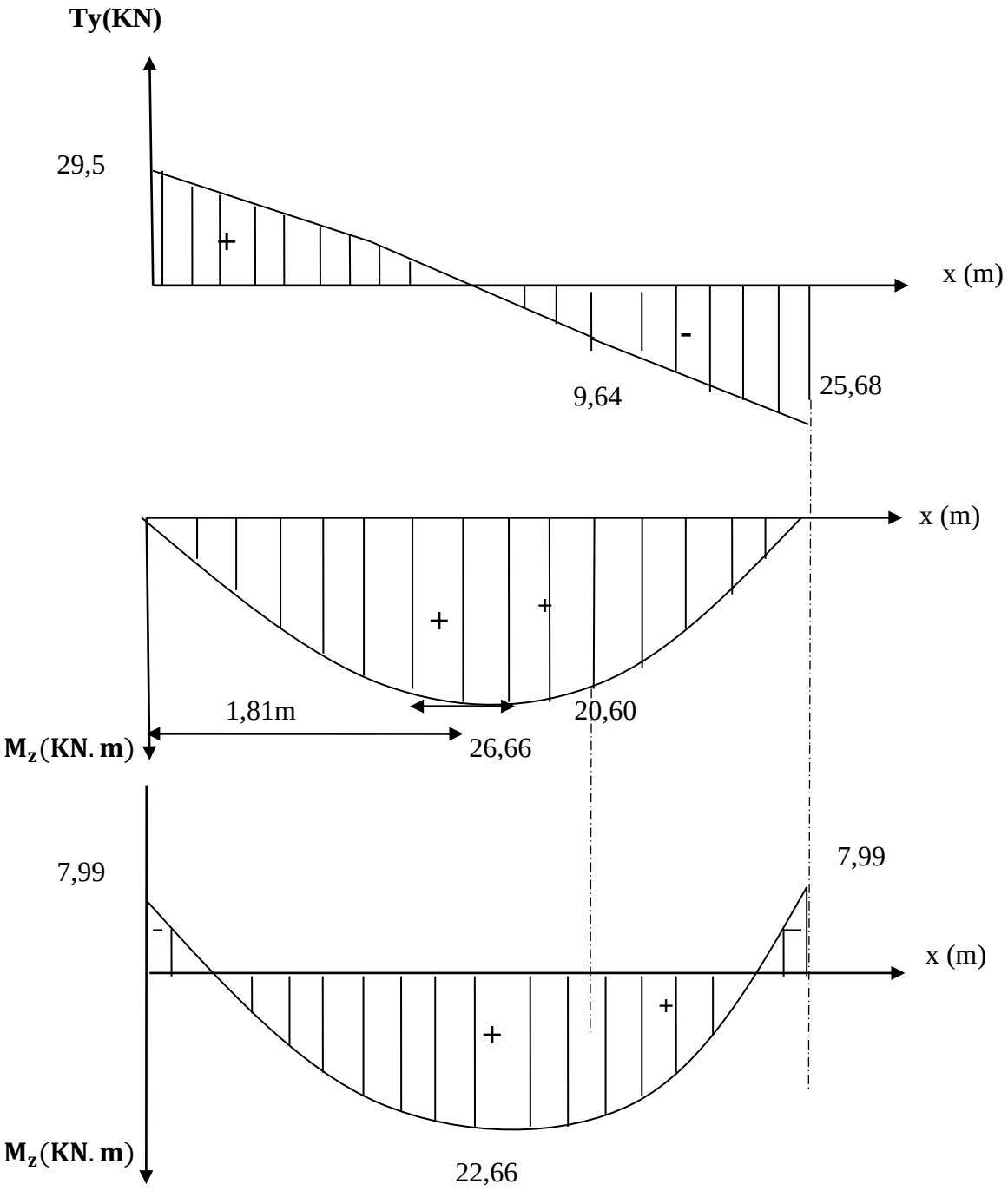


Figure-III.C.5 : Diagrammes des efforts internes

III-C-5) Calcul des armatures à l'ELU:

Armatures principales :

le calcul se fera pour une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de 1m.

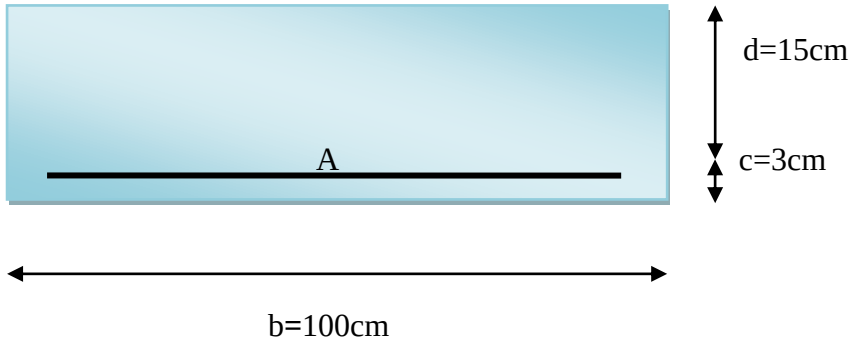


Figure-III.C.6: une section rectangulaire d'une bande de 1m

- **Aux appuis:**

M_u= 7,99 KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2\ f_{bu}} = \frac{7{,}99 \times 10^3}{100x(15)^2\ x14.2} = 0{,}025 \leq \mu_l = 0{,}392$$

$\Rightarrow$ **S.S.A (Section simplement armée).**

$\mu_b = 0{,}025 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0{,}988$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta d\ \sigma_{st}} = \frac{7{,}99 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = 1{,}79\ cm^2$$

Soit : **5HA10 = 3.93cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**.

- **En travée :**

M_t=22,66 KN.m

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2\ f_{bu}} = \frac{22{,}66 \times 10^3}{100x(15)^2\ x14.2} = 0{,}071 \leq \mu_l = 0{,}392 \quad \Rightarrow \textbf{S.S.A}$$

$\mu_b = 0{,}071 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0{,}963$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d\ \sigma_{st}} = \frac{22{,}66 \times 10^3}{0.963 \times 15 \times 348} = 4{,}51\ cm^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**

Armatures de répartition:

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2$$

Soit : **5HA10/ml = 3.92cm²** ; avec un espacement **St = 20cm.**

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2$$

Soit : **5HA10/ml = 3.92cm²** ; avec un espacement **St = 20cm.**

III.C.6.vérifications à l'E.L.U :

a) 1) Espacement des armatures : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

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

Armatures principales ⟶ **St < min {3h ; 33cm}**

St=20 cm< 33 cm ... ... √

Armatures de répartition ⟶ **St < min {4h ; 45cm}**

St=20 cm< 45 cm ... ... √

2) Condition de non fragilité : (BEAL 91 ; Art 4.2.1)

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

$$A_{min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{fe} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.80cm^2$$

Aux appuis : A_a= 3.92 cm² > A_{min} = 1,8 cm²……..**Condition vérifiée.**

En travée : A_{st} = 5.65 cm² > A_{min} = 1,8cm²……...**Condition vérifiée.**

3) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91.Art A.5.1.2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T^{max}}{b.d} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{29,5 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,20 \text{ MPa}$$

La fissuration est non préjudiciable :

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

τ_u = 0,20 MPa < $\bar{\tau}_u$ = 3,33 MPa ……..**Condition vérifiée**.

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91Art.6.1. 3)

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de : $\bar{\tau}_{se}$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S . ft_{28}$ = 1,5x2,1= 3,15 MPa avec : Ψ_s =1.5 (pour les aciers H.A)

$\bar{\tau}_{se}$ **= 3.15 Mpa.**

$$\tau_{Se} = \frac{T_u}{0,9.d.\sum Ui}$$

$\sum Ui = n.\pi.\Phi$ = 5x3,14 x10 = 157 mm

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{29,5 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 157} = 1,39 \text{ MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_{se}} = 1,46\ MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15$ ➔ **Condition vérifiée**

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

.

5) Vérification de l'ancrage des barres : (BAEL91 Art A6-1.2.1)

τ_S = $0,6\Psi_S^2 . f_{t28}$ = 0,6x(1,5)²x2,1 = 2,835 MPa

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\emptyset fe}{4\tau_{su}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 49,38cm$$

Soit l_S = 50 cm .

Vu que **ls** 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 **« Lc »** est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.

Lc= 0,4**ls**= 0,4x50 = 20 cm, donc on prend: **Lc= 20 cm**

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$T_u \leq 0{,}4.a.b.fc_{28} / \gamma_b$ Avec a = 0,9.d

$T_u \leq$ 0,4x0,9x15x100x25/1,5 = 9000KN

T_u^{max} = 29,5KN < T_u = 9000KN ……..**Condition vérifiée**.

III-C-7) Calcul à l'E.L.S :

Volée: q_{S1}= (9,3+2, 5) ×1m =11,80 KN/ml

palier: q_{S2} = (6,02+2, 5) ×1m =8,52 KN/ml

Les réactions d'appuis ;

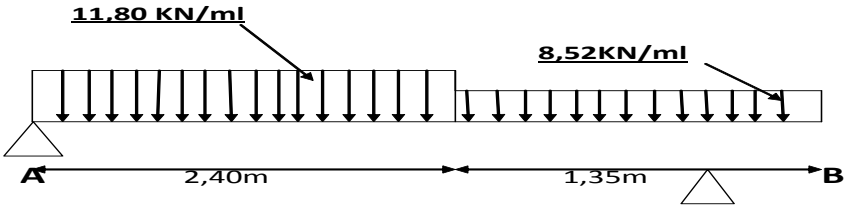


Figure-III.C.7: Schéma statique à l'ELS

ΣF = 0 ; R_A+ R

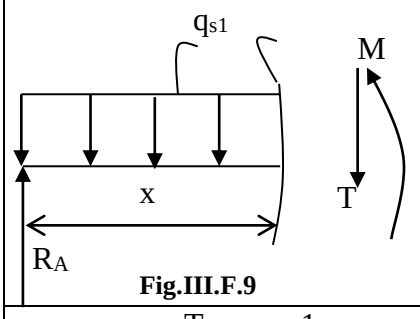
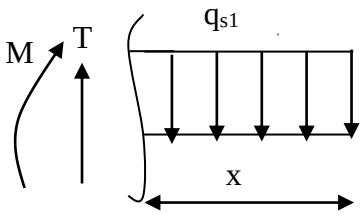
R_A+ R_B= 39,82K..

ΣM/A = 0 ; ΣM/B = 0

ΣM/A= 11,8x2,40 x $\frac{2,40}{2}$+8,52x1,35x ($\frac{1,35}{2}$ + 2,40)- R_B x(2,40+1,35)

Donc: R_B = 18,49 KN

R_A = 21,33KN

 **Fig.III.F.9**		 **Fig.III.F.10**
Tronçon 1		Tronçon 2

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq X \leq 2,4$	-11,80 **X**+21,33	-5, 90$\mathbf{X^2}$+21,33**X**	0	21,33	0
			2,4	-6,99	17,21
$0 \leq X \leq 1,2$	8,52**X**-18,49	-4,26$\mathbf{X^2}$+18,49**X**	0	-18,49	0
			1,35	-6,99	17,20

•Calcul du moment maximum en travée :
- Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :

$\frac{\mathbf{dMu(x)}}{\mathbf{dx}} = \mathbf{0}$ -11,80**X**+21,33=**0**

$x_{tm}=\frac{21,33}{11,8}=1,76$ m

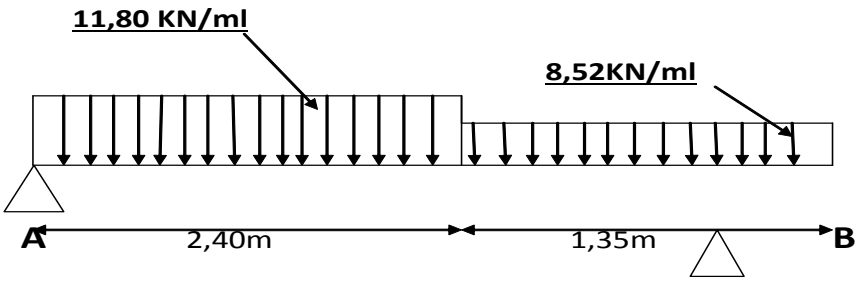
Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur : x_{tm} = 1,81 m.
Donc : M_z^{max} = 19,28 KN.m

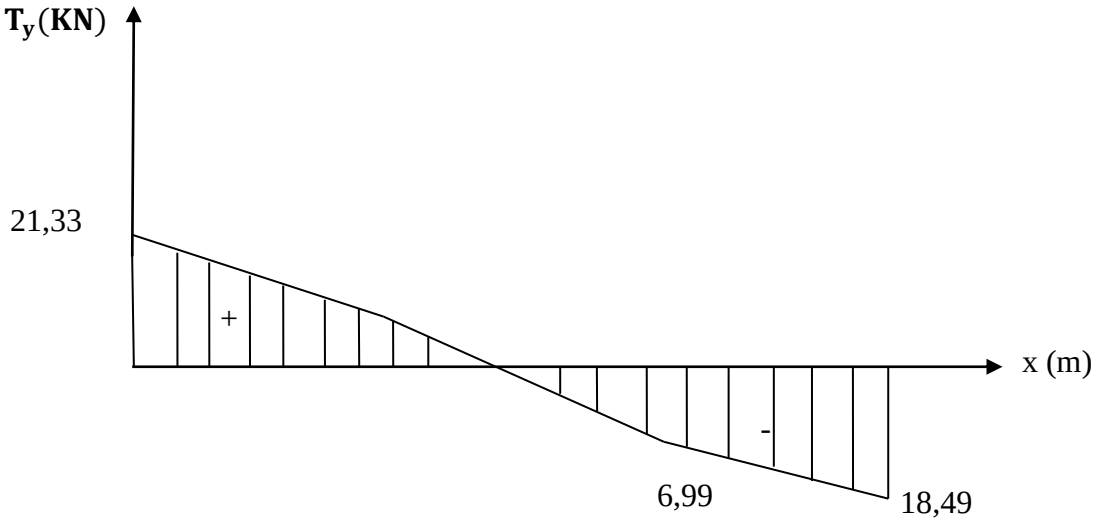
Remarque :

compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.
Les moments de calcul seront comme suite :

- M (appuis) = - 0.3 M max = - 0,3 × 19,28 = -5,78KN .m
- M_t (travée) = 0.85 M max = 0,85 × 19,28= 16,39 KN .m

Les résultas trouvés figurent sur le diagramme suivant





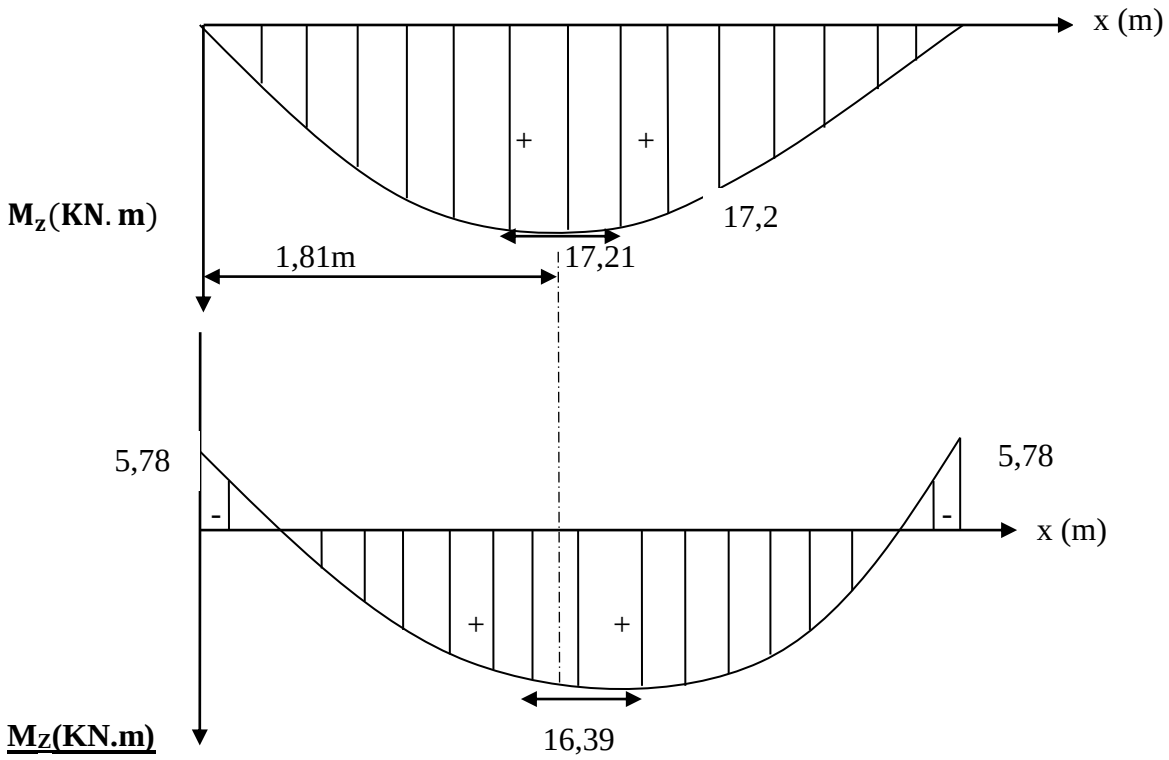


Figure-III.C.8: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

III-C-8) Vérification à l'E.L.S :

a)A l'état limite d'ouverture des fissurations :

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

b) A l'état limite de compression du béton: (BAEL91/ A.4.5.2)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K_1\sigma_{St} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28} = 15\text{MPa}$

En appui : $A_a = 3.92\ cm^2$

$$\rho = \frac{100\times A_a}{b\times d} = \frac{100\times 3.92}{100\times 15} = 0{,}26$$

Tableau

$\rho = 0{,}30$ ➔ $\beta_1 = 0{,}919$ ➔ $K_1=46{,}73$ ➔ $K=1/K_1=0{,}021$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1\times d\times A_s} = \frac{5{,}78\times 10^3}{0{,}919\times 15\times 3.92} = 106.96\text{MPa}$$

$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 348$ Mpa…….**.....Condition vérifiée**

La contrainte dans le béton est :

$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0{,}021 \times 106.96 = 2{,}25\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ **.....Condition vérifiée**

En travée : $A_t = 5.65 cm^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0{,}376$$

$\rho = 0{,}376$ ➔ $\beta_1 = 0{,}905$ ➔ $K_1=37{,}63$ ➔ $K=1/K_1=0{,}03$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1\times d\times A_s} = \frac{16{,}39\times 10^3}{0{,}905\times 15\times 5.65} = 213{,}70\text{MPa}$$

$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 348$ Mpa…….**.....Condition vérifiée**

La contrainte dans le béton est :

$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0{,}03 \times 213{,}70 = 6.41\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ **.....Condition vérifiée**

c) Etat limite de déformation :

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre les appuis.

h : Hauteur totale de la section

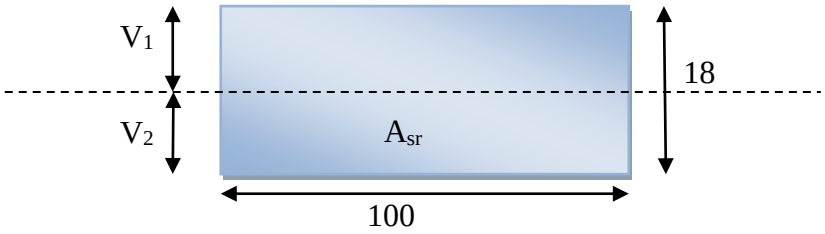
M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique dans la travée.

Donc on aura :

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{375} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0.06$ …….**..... Condition non vérifiée**
2) $\frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10M0} \Rightarrow \frac{18}{375} = 0,048 < \frac{16,39}{10*17,2} = 0,095$……. **Condition non vérifiée**
3) $\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{9,23}{100*15} = 0.0061 < \frac{4.2}{400} = 0,0105$…….... **Condition vérifiée**

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.



- **Calcul de la section homogénéisée :**

$B_0 = b \times h + 15A_t$

$B_0 = 100x18 + 15 \times 5.65 = 1884.75\ cm^2$

- **Moment statique de la section homogénéisée:**

$S_{/XX} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15 = 17471.25 cm^3$

$V_1 = \frac{S/xx}{Bo} = \frac{17471,25}{1884.75} = 9,27$ cm

$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,27 = 8,73$cm

- **Moment d'Inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3}\left(V_1^3 + V_2^3\right) + 15A_{st}\left(V_2 - c\right)^2$$

$$I = \frac{100}{3}(9{,}27^3 + 8{,}73^3) + 15 \times 5.65(8{,}73 - 3)^2$$

I = 51513,81 cm^4

- **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} \times L^4}{\mathrm{E_v} \times \mathrm{I}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L=375cm (portée libre)

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : module de déformation déféré $\mathrm{E_v} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818.87$ MPa

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11{,}8 \times 3750^4}{10818.87 \times 51513{,}81 \times 10^4} = 5{,}45mm$$

$f = 5{,}45 < \bar{f} = \frac{3750}{500} = 7{,}5mm$ **condition vérifiée**

III.C.9.Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Remarque : On adopte le même ferraillage d'escaliers pour les différents niveaux

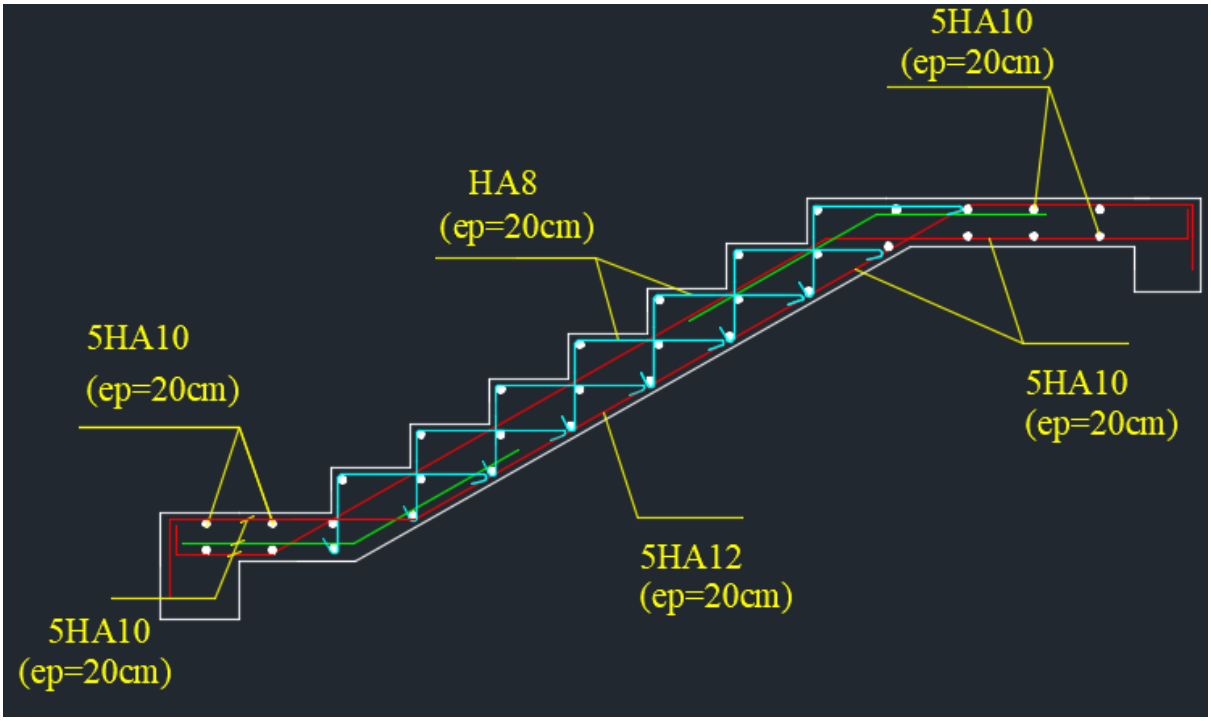


Figure-III.C.9: Ferraillage des escaliers.

III.D - Balcon dalle pleine

Notre structure est munie d'un seul type de porte à faux. Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité .
Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :
Q : charges et surcharges verticales revenant aux balcons.
g : charge concentrée verticale due à l'effet du poids du garde corps (en brique creuse de 10 cm d'épaisseur).

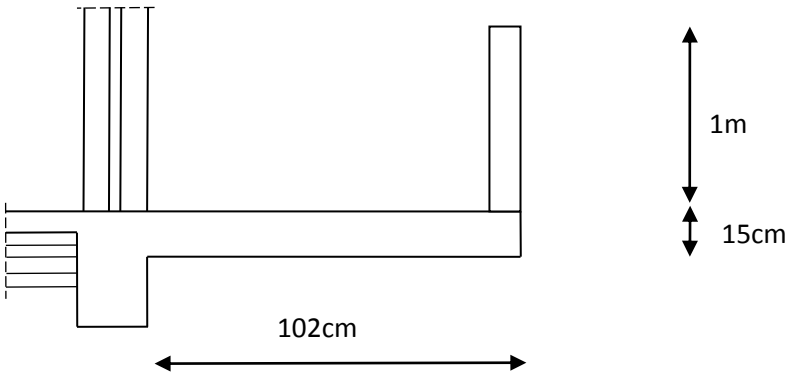


Figure III-D.1: Schéma statique du console

III-D-1) Détermination des charges et surcharges :

Remarque : le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie

Charges d'exploitation Q :

Q=3,5x1=**3,5 KN/ml**

III-D-2) Combinaisons de charges :

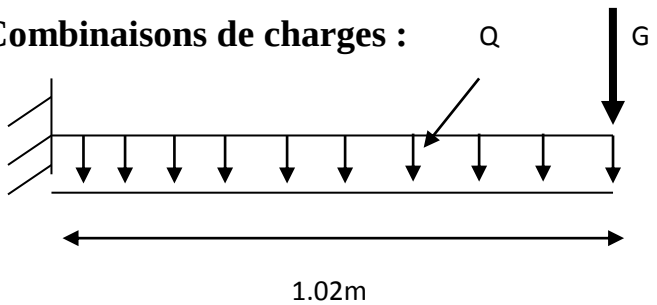


Figure-III-D.2 Schéma statique du console

III-D-2-1-) Combinaisons de charges à l'ELU :

- La dalle pleine :

  qu_1= (1.35G +1.5 Q) ×1ml = (1.35 × 5.27) + (1.5 × 3.5) = **12,364KN/ml**.
- Le garde-corps :

  qu_2 = (1.35 × g) × 1 m = 1.35×1,7 = **2.295 KN /ml**.

  g = 2×0,4 + 0,9 = 1,7 KN/m^2

III-D-2-2) Combinaisons de charges à l'ELS :

- La dalle pleine :

  qs_1 = (G +Q) × 1 m = (5.27+ 3.5) x1 = **8,77 KN/ml**.
- Le garde-corps :

  qs_2 = g x1m= **1.7 KN/ml**.

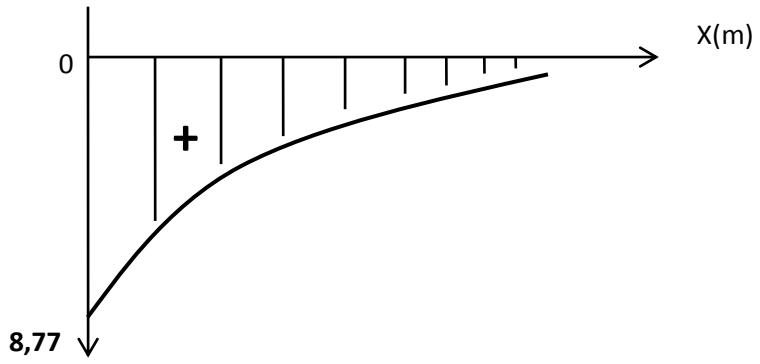
G + Q = 9,48 KN/ml..... RPA99 révisé 2003.

III-D-3) Calcul des moments fléchissants :

III-D-3-1) Calcul des moments fléchissants à l'ELU :

$M_U = qu_1 \times \frac{L^2}{2} + qu_2 \times L = 12.364 \times \frac{1.02^2}{2} + 2.295 \times 1.02$

M_U =8,77 KN. m



M(KN.m)

Figure-III-D.3 Diagramme de moment à l'ELU

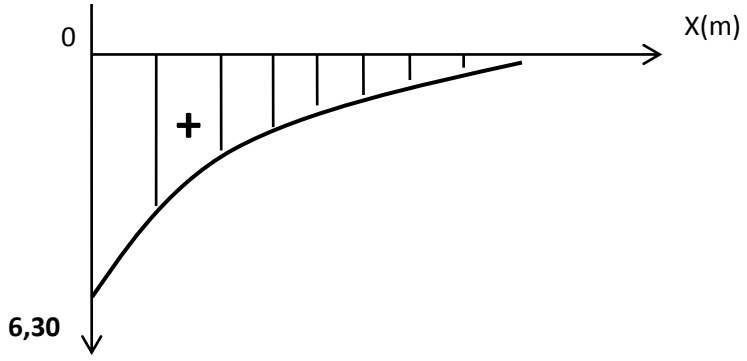
Calcul de L'effort tranchant :

Vu =qu_1 x L + qu_2 =12,364x 1.02+2,295 = **14,9KN**

III-D-3-2) Calcul des moments fléchissant à l'ELS :

$M_S = qs_1 \times \frac{L^2}{2} + qs_2 \times L = 8.77 \times \frac{1,02^2}{2} + 1.7 \times 1.02$

M_S =6,30KN. m

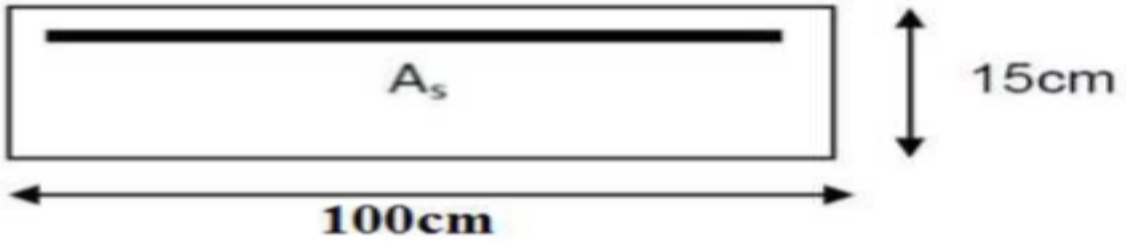


M(KN.m)

Figure-III-D.4 Diagramme de moment à l'ELS

III-D-4) Ferraillage :

Il consiste à étuder une section rectangulaire soumise à la flexion simple.



- **Armatures principales :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$\mu_u = \frac{Mu}{b.d^2.fbu} = \frac{8,77x\,10^3}{100x13^2x14,2}$ = **0,036** < μ_l =0,392 ⇒ Section simplement armée

μ_u = 0.036 ⇒ β = 0.982

$$\text{Ast} = \frac{Mu}{\sigma st.d.\beta} = \frac{8{,}77\text{x}\,10^3}{348\text{x}13\text{x}0{,}982} = 1{,}97\text{cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3,14 cm²** avec **St = 20 cm.**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3{,}14}{4} = 0{,}785\ cm^2$$

Soit une section de **4HA8 =2,01cm²** avec un espacement **S_t=20cm**

III-D-4-1) Vérifications à l'ELU :

1) Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

$A_{min} = 0.23 \text{ x bd x} \frac{ft28}{fe}$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 x f_{c28} = 2.1$MPa ; $f_e = 400$MPa

$A_{min} = 0.23 \text{ x}100\text{x}13\text{x} \frac{2.1}{400} =$ **1.57 cm²**

Ast = 1,97 cm² > A_{min} =1.57cm² **Condition vérifiée.**

2) Vérification de l'entrainement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

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

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0{,}9\ d \sum u}$$

Avec :

Vu = **14,9KN**

$\sum$ Ui = n. π. $\emptyset$ = 4x 3.14 x 1.2 = 15,07 cm

$$\tau_{se} = \frac{14{,}9\text{x}10^3}{0{,}9\ \text{x}130\ \text{x}150{,}7} = \textbf{0.85MPa}$$

$\overline{\tau}_{se}$ = Ψs x ft28 ⇒ ψs =1.5 (acier en HA).

$\overline{\tau}_{se}$ **= 3.15 MPa**

D'où : $\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$ **Condition vérifiée.**

(Pas de risque d'entrainement des barres)

3) Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99) :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

$\overline{\tau}_u$ = min ($\frac{0.15fc28}{\gamma b}$; 4MPa) = min (2.5MPa ; 4MPa)= **2,5 MPa**

$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{14{,}9x10^3}{1000x130}$ = **0.115MPa**

τ_u =0.115MPa $\leq \overline{\tau}_u$ =2.5MPa **Condition vérifiée.**

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

4) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$Ls = \frac{\emptyset\, fe}{4\,\tau s}$$

Avec : τ_s =0.6xΨs^2 x ft_{28} = 0.6 x 1.5^2 x 2.1= **2.84MPa**

$$Ls = \frac{1.2*400}{4*2.84}$$

Ls = 42.25cm → On adoptera: **Ls= 45cm**

Vu que Ls 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 « Lr » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers en H.A **(A.6.1, 253/BAEL91modifié 99)** ;

Donc : Lr = 0,4.Ls=0.4× 45 = **18cm.**

5) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :

- Armatures principales : St_1= 20 cm < min {3h ; 33} = 33 cm ⇒ **Condition vérifiée.**
- Armatures de répartition : St_2= 20 cm < min {4h ; 45cm}= 45cm ⇒ **Condition vérifiée.**

III-D-4-2) Vérification à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable

a) Vérification de l'ouverture des fissures (BAEL 91 m 99/Art A5.3.2) :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{Ast\ .\ \beta\ .\ d}$$

Avec : β en fonction de :

$$\rho_1 = \frac{100*Ast}{b*d} = \frac{100*3,14}{100*13} = 0.241 \rightarrow \beta = 0.9214 \rightarrow K1 = 48,64$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,30*10^6}{3,14*10^2*0.9214*130} = \mathbf{167,5MPa}$$

$\overline{\sigma_{st}}$ = min { $\frac{2}{3}$ fe ; $110\sqrt{\eta * ft_{28}}$} = **201.63MPa**

- η =1.6 pour les barres à haute adhérence (HA).
- η= 1 Pour les barres rondes lisses (RL).

σ_{st} =163.88MPa ≤ $\overline{\sigma_{st}}$ = 201.63MPa **Conditions vérifiées**

b) Vérification des contraintes de compression dans le béton:[BAEL91/A.4.5,2]…….[2]

On doit donc s'assurer que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K1}\ \sigma_s = \frac{1}{48,64} \text{ x}167,5 = 3,44 \text{ MPa}$$

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 0.6x fc_{28} = 0.6x 25 =15 MPa

σ_{bc} = 3,44 < $\overline{\sigma_{bc}}$ =15MPa **Conditions vérifiées**

Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire.

c) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ==> \quad \frac{15}{102} = 0.147 > 0.0625$$ **condition vérifiée**

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \Longrightarrow \frac{3{,}14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{4.2}{400} = 0.015 \quad \textbf{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Longrightarrow 0.147 > \frac{8{,}77}{10 \times 8{,}77} = 0.1 \quad \textbf{condition vérifiée}$$

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

III.D.5.Conclusion :

Les portes a faux seront ferraillés comme suit :
Armature principales : 4HA10 avec e= 25cm. ™
Armatures secondaire : 4HA8 avec e=25 cm.

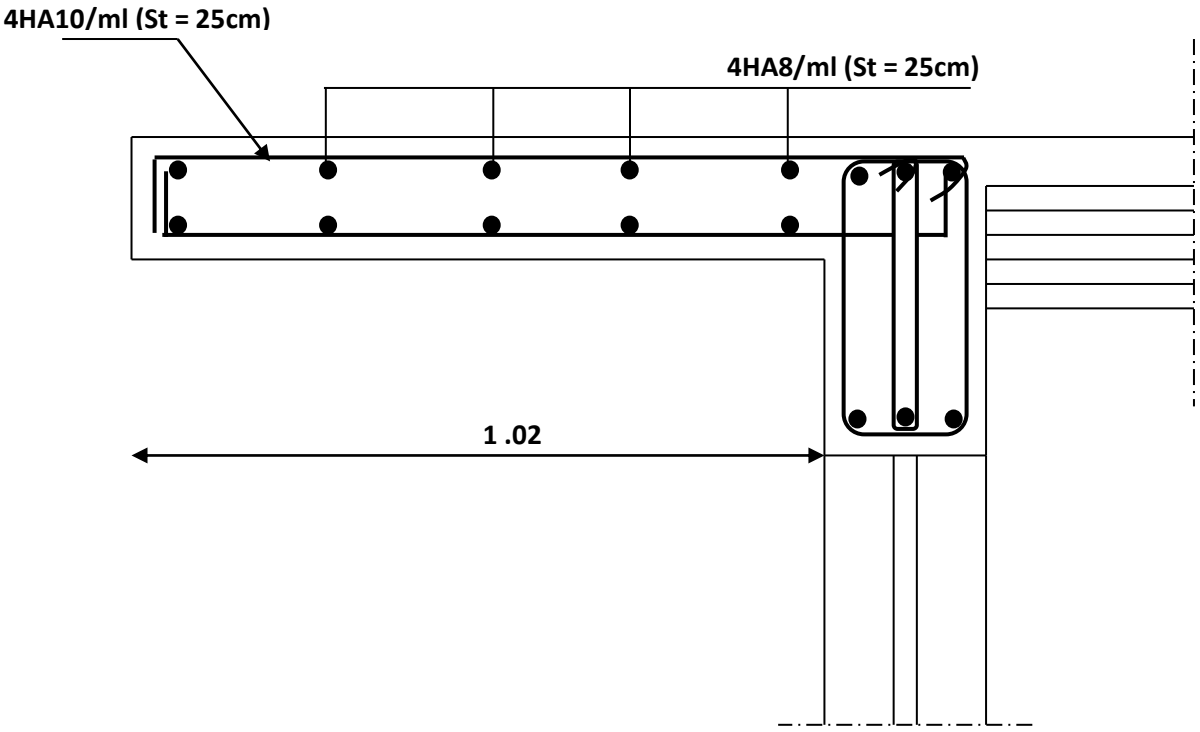


Figure-III-D-5 : Schéma de ferraillage de la console

III-E Calcul de la salle machine

III-E-1/Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis.
il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long de guide verticale.
L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

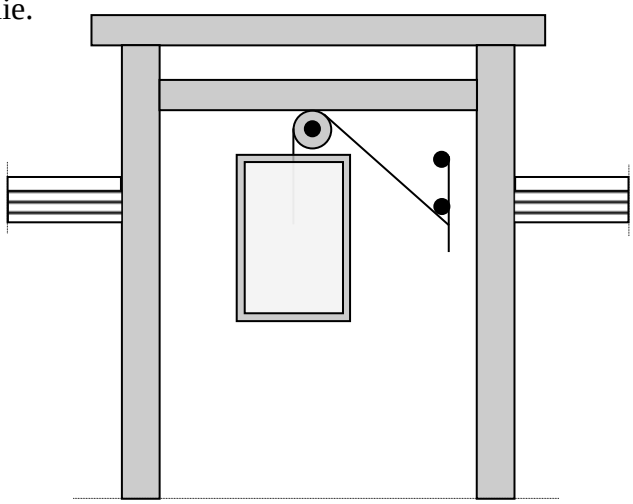


Figure. III-E.1) : schématisation de la salle

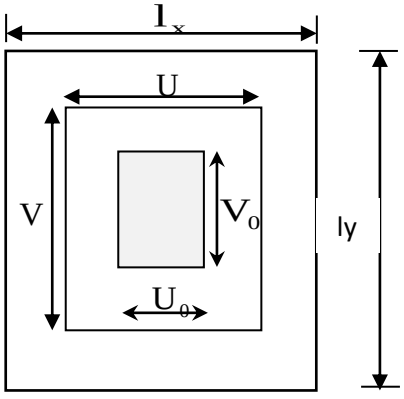
Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (1,63×2) m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, reparti sur une surface de (0,8 × 0,8) m² transmis par le système de levage de l'ascenseur.

III-E-2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine:

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Ht = $\frac{Lx}{30} = \frac{163}{30}$= 5,43cm. le RPA 2003 exige une hauteur ht ≥ 12cm;
on adopte une hauteur **ht = 15cm**.



A-Calcul des sollicitations :

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,63}{2} = 0,8$

$0,4 \le \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \le 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

B- Moments dus au poids propre:

$M_x = \mu_x . q . l_x^2 \rightarrow$ Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y . M_x \rightarrow$ Moment suivant la grande portée.

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson υ.

q : Charge uniformément repartie sur toute la dalle.

- **Etat limite ultime (ELU) :** υ =0

Avec:

- e =5.0 cm. revêtement de la dalle .
- ht =15cm. épaisseur de panneau.
- K= 1. pour un revêtement en béton.

ρ= 0,8→ μ_x =0,0542 et μ_y =0,631

Poids de la dalle : **G**= (25× 0.15 + 22×0.05) × 1ml = **4.85 KN/ml.**

Charge d'exploitation : **Q** = **1KN/ml.**

q_u = 1.35 G+1.5 Q

q_u = 1.35×4.85 + 1.5×1 = **8.0475 KN/ml**.

$M_{UX}1 = 0,0542 \times 8,0475 \times (1,63)^2 = 1,16$KN.m

$M_{UY}1 = 0,631 \times 1,16 = 0,73$ KN.m

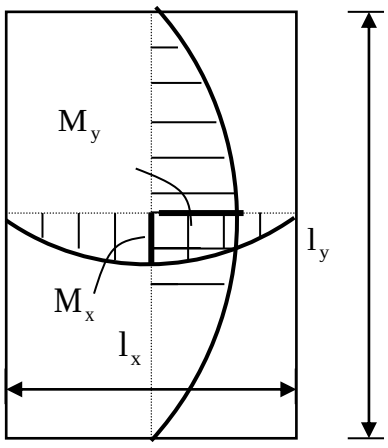


Figure- III-E.2) : Les moments du au poids propre

➢ **Etat limite de service (ELS) :** υ =0.2

ρ= 0,8→ μ_x =0,0610 et μ_y =0,737

q_s = 4.85 + 1 = **5.85 KN/ml**

$M_{SX}1 = 0.0610 \times 5{,}85 \times (1{,}63)^2 = 0{,}95$KN.m

$M_{SY}1 = 0{,}737 \times 0{,}95 = 0{,}7$ KN.m

C-Moments dus à la charge localisée :

$$\begin{cases} Mx = p.\,(M1 + \nu\, M2) \\ My = p.\,(\nu\, M1 + M2) \end{cases}$$

M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques

en f onction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

ν : Coefficient de poisson à $\begin{cases} E.L.U & \nu = 0 \\ E.L.S & \nu = 0{,}2 \end{cases}$

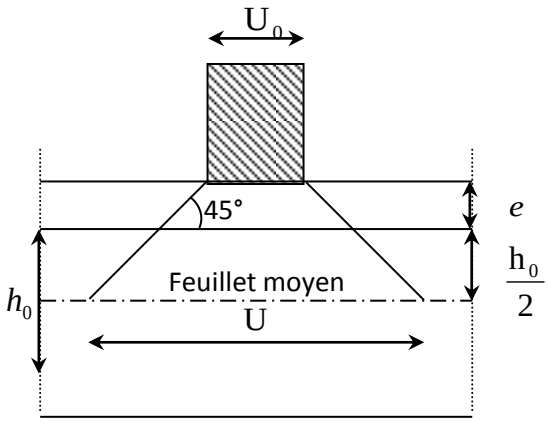


Figure -III-E.3) : Les moments des charges locales

U et **V** cotés du rectangle sur lequel la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

- **Calcul de U et V :**

$$\begin{cases} U = U0 + 2\times e + h0 \\ V = V0 + 2\times e + h0 \end{cases}$$

Avec: Hauteur de la dalle: h_0=15*cm*

Epaisseur du revêtement : e=5*cm*

$U_0 = V_0$ =80 cm (U_0x V_0 : zone dans laquelle q est concentrée).

A.N : $\begin{cases} U = 80 + 2\times5 + 15 = 105\text{cm}. \\ V = 80 + 2x5 + 15 = 105\text{ cm}. \end{cases}$

$\frac{U}{Lx} = \frac{1{,}05}{1{,}63} = 0.64$ ET $\frac{V}{Ly} = \frac{1{,}05}{2}$ =0,52

Pour déterminer **M1** et **M2** on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD).

Pour ρ=0,8: $M_1=0,095$; $M_2=0,068$

- **Etat limite ultime (ELU) :** υ **=0**

$P_u = 1.35\times90 = 121.5$ KN.

$M_{ux2}= P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,095 = 11,54$ KN.m

$M_{uy2}= P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,068 = 8,26$KN.m

- **Etat limite de service (ELS) :** υ **=0.2**

$P_s = 90$ KN.

$M_{sx2}= P_s.(M_1 +\upsilon.M_2)= 90 \times(0,095+ 0,2\times0,068) =9,78$ KN.m

$M_{sy2}= P_s.(\upsilon.M_1 +M_2)= 90 \times(0,095\times 0,2 + 0,068) = 7,83$ KN.m

D-Superposition des moments :

1/ELU : $M_{ux} =M_{ux1}+M_{ux2}=1,16+11,54=12,7$ KN.m

$M_{uy} =M_{uy1}+M_{uy2}=0,73+8,26=8,99$ KN.m

2/ELS: $M_{sx} =M_{sx1}+M_{sx2}=0,95+9,78=10,73$ KN.m

$M_{sy} =M_{sy1}+M_{sy2}=0,7 +7,83=8,53$KN.m

Remarque:

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85et 0.3 aux appuis.

A/En travée:

$M_x^t=0,85\times M_x =0,85\times12,7 =10,8$KN.m

$M^t_y=0,85\times M_y =0,85\times8,99=7,64$ KN.m

B/En appuis:

$M_x^a= -0,3\times M_x = -0,3\times12,7 = -3,81$KN.m

$M^a_y= -0,3\times M_y = -0,3\times8,99 = -2,7$ KN.m

E.3.Ferraillage de la dalle :

- **Armatures // à X-X :**

  - ✓ **En travée :**

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : b=100 cm, h_0=15cm, c=2cm.

d = h_0-c =15 – 2 = 13 cm.

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10{,}08\ x10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0{,}042 < \mu l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

μ= 0,042 ; β= 0,979

$$At = \frac{Mt}{\beta Xd \times \sigma_{st}} = \frac{10{,}08x10^6}{0{,}979 \times 130 \times 348} = 227{,}59\ mm2 = 2{,}28\ cm2$$

On opte pour : **4 HA10 = 3,14cm²** Avec : St=25 cm

•**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3{,}81\ \ x10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0{,}02 < \mu l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

μ= 0,02 ; β= 0,990

$$Aa = \frac{Ma}{\beta Xd \times \sigma_{st}} = \frac{3{,}81x10^6}{0{,}990 \times 130 \times 348} = 85{,}06\ mm2 = 0{,}85\ cm2$$

On opte pour : **4HA8 = 2,01 cm²** Avec : St=25cm

- **Armatures // à Y-Y :**

  - **•En travée :**

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7{,}64\ x10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0{,}03 < u_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

μ= 0,07 : β= 0,985

$$At = \frac{Mt}{\beta Xd \times \sigma_{st}} = \frac{7{,}64x10^6}{0{,}985 \times 130 \times 348} = 171{,}45mm2 = 1.72\ cm2$$

On opte pour : **4 HA10 = 3.14 cm²** Avec : St=25cm

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2{,}7\ x10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0{,}01 < \mu l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

μ= 0,01 ; β= 0,995

$$Aa = \frac{Ma}{\beta Xd \times \sigma_{st}} = \frac{2{,}7x10^6}{0{,}995 \times 130 \times 348} = 59{,}98mm2 = 0{,}6cm2$$

On opte pour : **4 HA8 = 2.01cm²** Avec : St=25cm

III-E-3 Vérification à L'E.L.U :

1) Espacement des armatures :

La fissuration est non préjudiciable ⟶ L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Direction principale :**

St≤ min {2h ; 25cm} ⟶ St=25cm< [30cm;25cm]**……condition vérifiée.**

- **Direction secondaire :**

St<min {3h ; 33cm}

St=25cm <{45cm ; 33cm}**……condition vérifiée.**

2) Diamètre maximal des barres :

On doit vérifier que $\phi \le \phi_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\ mm.$

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$\phi = 10mm < \phi_{max} = 15mm.$ → **CV**

condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99] :

- **Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0{,}0008$ *pour* les HA, FeE400 et FeE500.

ρ_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$\rho x = l_x / l_y = \frac{1{,}63}{2} = 0{,}8$

$$\rho = \frac{A_{min}}{S}$$

A_{min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$\rho = 0{,}0008 \times (3 - 0{,}8)/2 = 0{,}00088$

$A_{min} = 0{,}00088 \times (15 \times 100) = 1{,}32\ cm^2$.

$A_x^t = 3{,}14\ cm^2 > A_{min} = 1{,}32 cm^2$ **……. condition vérifiée.**

- **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$\rho_y \geq \rho_0 = 0{,}0008$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$A_{min} = 0{,}00088 \times (15 \times 100) = 1{,}32\ cm^2$

$A_y^t = 3.14\ cm^2 > A_{min} = 1{,}26\ cm^2$ **……. condition vérifiée.**

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99] :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Pu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferraillage horizontal **:** $\mathbf{P_u} \leq Q = 0{,}045\,\mu_c\, h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : P_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1{,}05 + 1{,}05) = 4{,}2$ m

Pc = 0,045x4,2x0,15x25x10^3/1,5= 472,5 KN

P_u=1,35 x 90 =121,5KN

P_u=121,5KN < Pc = 472,5 KN**…….Condition vérifiée.**

⟹ **Aucune armature transversale n'est nécessaire.**

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq 0{,}07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

• **Au milieu de U :**

Tu = $\frac{Pu}{2U+V} = \frac{121{,}5}{3x1{,}05}$= 38,57 KN

•**Au milieu de V :**

Tu = $\frac{Pu}{2x\,(U+V)} = \frac{121{,}5}{2x(1{,}05+1{,}05)}$= 28,93 KN

donc : Tu^{max} = 38,57 KN .

Tu = $\frac{38{,}57x1000}{1000x130}$=0,30 MPa.

$\overline{\tau_u} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0{,}07 \times \frac{25}{1{,}5} = 1{,}167\ MPa$

τ_n =0,30 MPa < $\overline{\tau_n}$ =1,167 MPa **…….. Vérifiée.**

III-E-5 Vérification à L 'E LS :

Superposition des moments :

$$\begin{cases} Mx = 0,95+9,78 = 10,73 \text{ KN.m} \\ My = 0,7+7,83 = 8,53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A/En travée:
$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,73 = 9,12 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,53 = 7,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B/Au appuis:
$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 10,73 = -3,22 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 8,53 = -2,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Contrainte de compression dans le béton :**

-Sens x-x :(sens le plus défavorable).

- **Aux appuis :** Ma =3.22KN.m .

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0.155 \quad \Rightarrow \quad k = 48,69 \text{ et } \beta = 0.881$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d\, Aa} = \frac{3.22 \times 10^6}{0.8815 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 139,8 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma}{K} = \frac{139,8}{48,695} = 2,87 \text{MPa} < 15 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :** Mt = 9,12KN.m.

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0.241 \quad \Rightarrow$ k = 48,69 et β = 0.88155

$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d\, At} = \frac{9,12 \times 10^6}{0.88155 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 253,45 MPa$

$\sigma_b = \frac{\sigma}{K} = \frac{253,45}{48.695}$ = 5,2 MPa < 15 MPa $\Rightarrow$ condition vérifiée

Remarque :

les conditions sont toutes vérifiée selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiée dans l'autre sens .

III-E-6.Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées : <

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x t}{20 Mx} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

avec M_x^t moment en travée dans le sens x-x.

M_{sx} moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m.

$\frac{h}{lx} = \frac{15}{163} = 0,09 \geq \frac{9,12}{20x10,73} = 0,04$ …… **Condition vérifiée.**

$\frac{Ax}{b\ x\ d} = \frac{3,14}{100\ x\ 13} = 0,002 < \frac{2}{400} = 0,005$ …… **Condition vérifiée.**

$\Longrightarrow$ Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

III.E.7. Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferraillée comme suit :

- ✓ **en travée**

  Sens x-x : 4HA10 avec un e= 25cm.

  Sens y-y : 4 HA8 avec un e =25cm.

- ✓ **en appuis**

  Sens x-x: 4HA10 avec un e=25cm.

  Sens y-y : 4 HA8 avec un e=25cm.

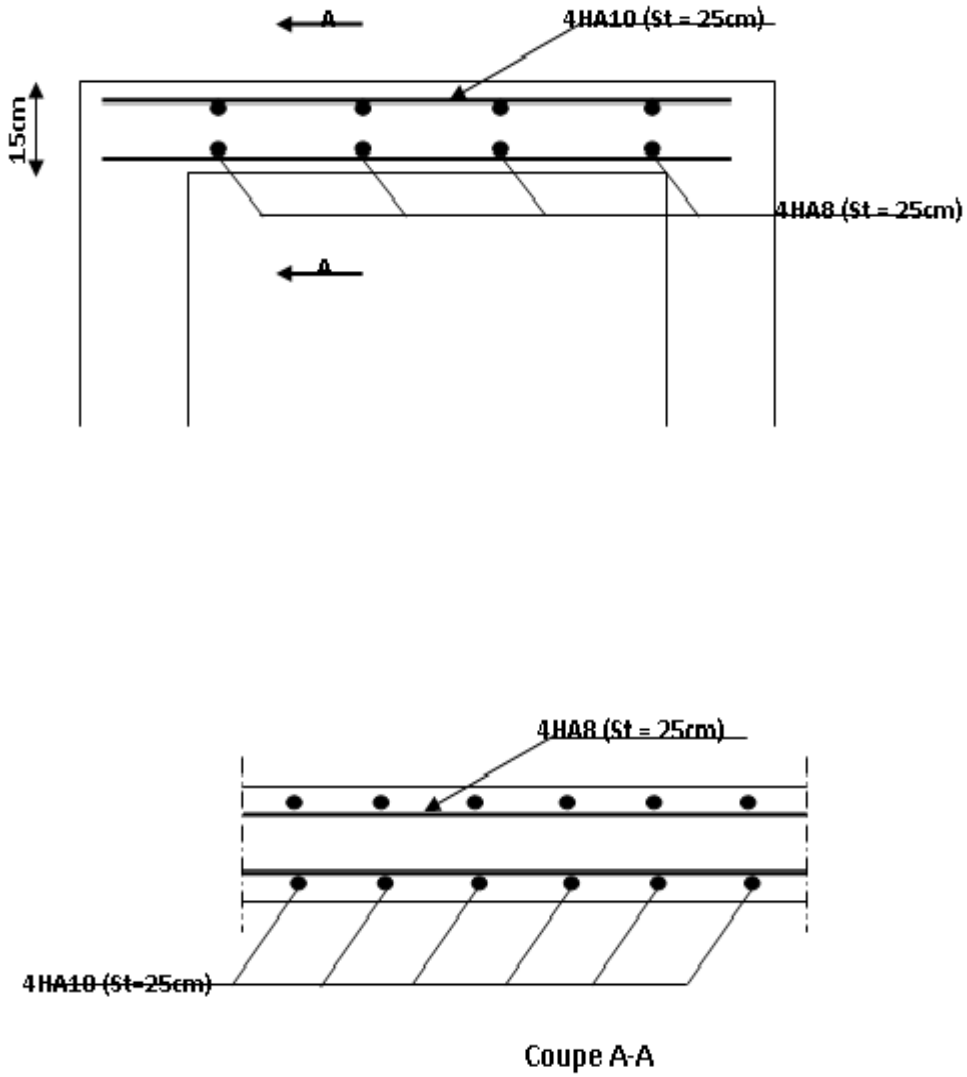
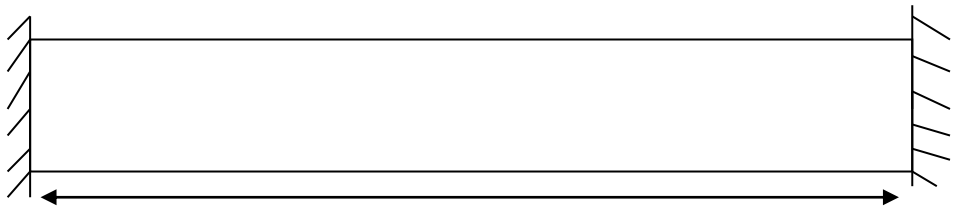


Figure III.E.4: Schéma de ferraillage de la salle machine

III.F. La poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités dans les deux poteaux.



3,65m

Figure III.F.1 : Schéma de la poutre palière

III.F.1 Pré dimensionnement :

A. Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- h_t**:** hauteur de la poutre.
- L_{max} **:** longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

Donc :

$$\frac{365}{15} \leq h_t \leq \frac{365}{10}$$

$$24,33cm \leq h_t \leq 36,5\,cm$$

On opte pour : $h_t \geq 30cm$

B. Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0.4\,h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

D'où : 12 cm ≤ b ≤ 21 cm.

On opte pour : b = 25cm

C. Vérification relative aux exigences du RPA :

(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- **$b \geq 20cm$ ……. ⟶ condition vérifiée.**
- **$h_t \geq 30cm$…… ……. ⟶ condition vérifiée.**
- **$h_t / b \leq 4$……. 30/25 =1.2<4 ⟶ condition vérifiée.**

Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions :(b×h) = (25x30) cm^2.

III.F.2.détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre :

  G=25×0.25×0.30 =1,875kN/ml

- Poids propre du au mur exterieure :

  G_m=1 x 2,40=2,40KN/ml

- Réaction de l'escalier sur la poutre (appui B) :

  ELU : $R_u = R_b$ = 25,68 kN/ml

  ELS : $R_S = R_b$ = 18,49kN/ml

III.F.3 Combinaison de charges:

- **ELU : q_u=1.35G+Ru = 1.35(1,875+2,40) + 25,68= 31,45KN/ml**
- **ELS : q_S=G+R_S =(1,875+18,49)=20,37 kN/ml**

III.F.4.Calcul des efforts internes à L'ELU :

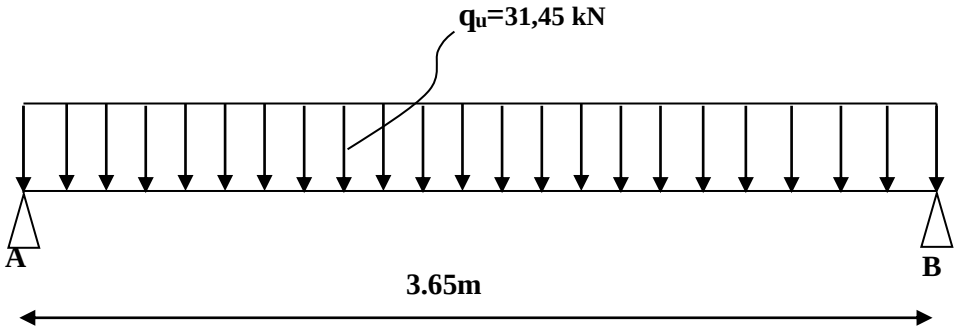


Figure III.F.: Schéma statique de la poutre palière a l'ELU

- **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \, l}{2} = \frac{31{,}45 \times 3{,}65}{2} = 57{,}40 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \, l^2}{8} = \frac{31{,}45 \times 3.65^2}{8} = 52{,}37 \text{KN.m}$$

- **Effort tranchant:**

$T_u = R_A = R_B$ =57,40KN

- **Moment corrigé :**

<u>En travée :</u> $M_t = 0.85\ M_0 = 0.85 \times 52{,}37 = 44{,}51$ **kN.m**

<u>Aux appuis :</u> $M_a = -0.3\ M_0 = -0.3 \times 52{,}37 = -15{,}71$ **kN.m**

$T_{max} = 57{,}40$ **KN**

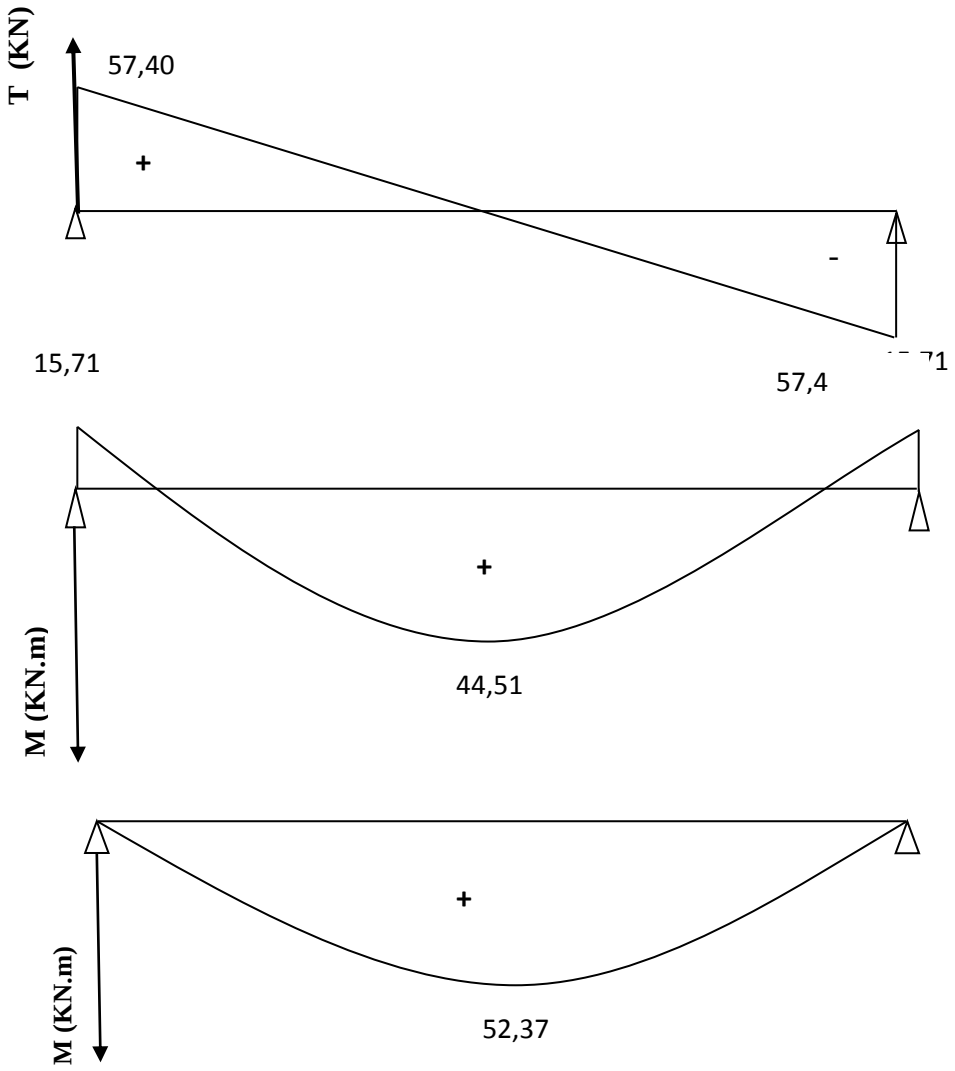


Figure III.F.3: Diagramme de l'effort tranchant et des moments fléchissant

III.F.5. Calcul des efforts internes à L'ELS :

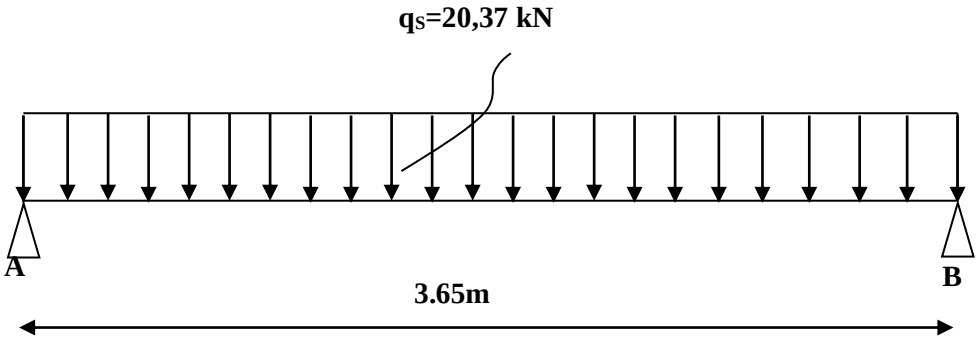


Figure III.F.4 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS.

- **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s\, l}{2} = \frac{20{,}37 \times 3{,}65}{2} = 37{,}18 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u\, l^2}{8} = \frac{20{,}37 \times 3{,}65^2}{8} = 33{,}92 \text{ KN}$$

- **Moment corrigé :**

  <u>En travée :</u> $M_t = 0.85\, M_0 = 0.85 \times 33{,}92 = 28{,}83$ kN.m

  <u>Aux appuis :</u> $M_a = -0.3\, M_0 = -0.3 \times 33{,}92 = -10{,}18$ kN.m

- **Effort tranchant:**

$$T_{max} = 37{,}18 \text{ KN}$$

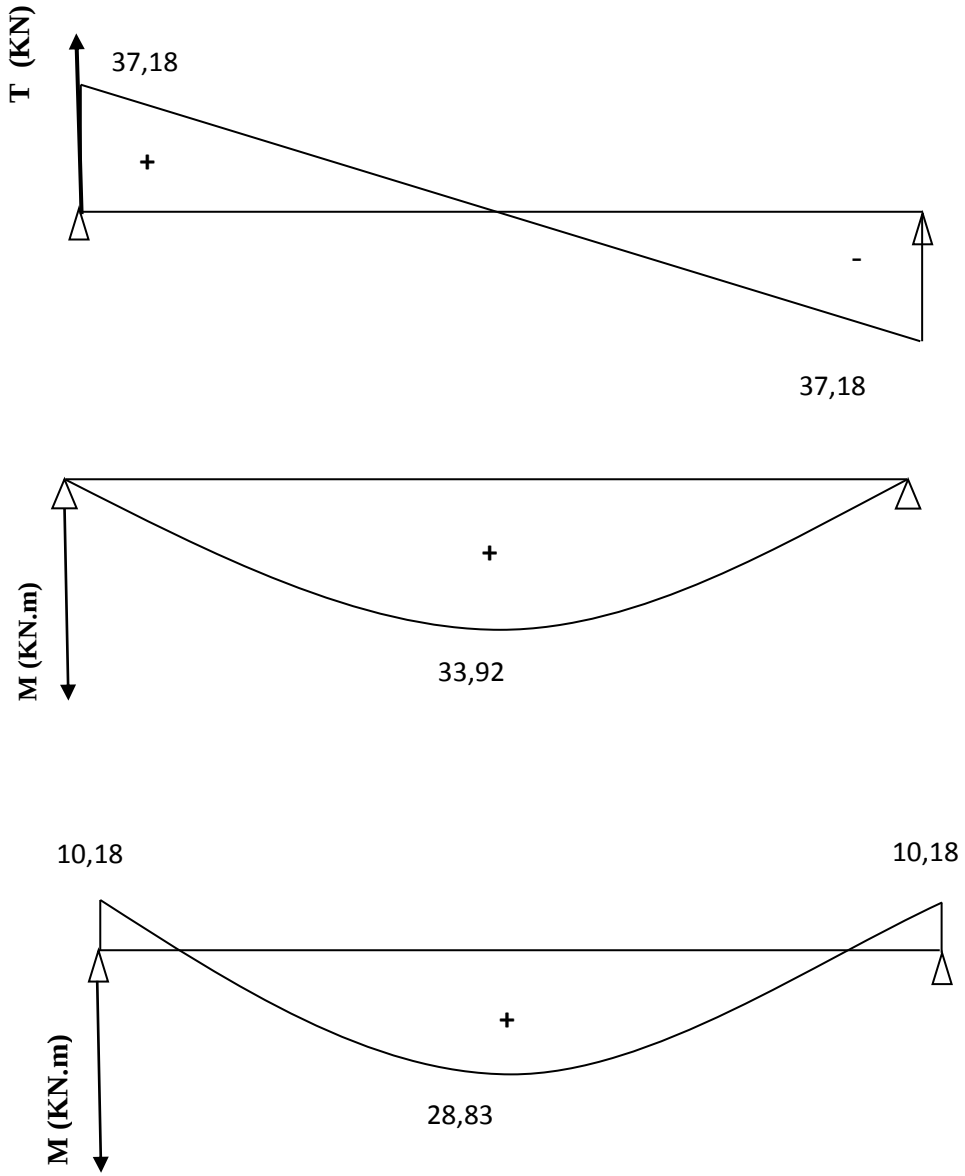


Figure III.F.5: Diagramme des Efforts Interne a L'ELS

III.F.6. ferraillage à L'ELU:

a. En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$M_t = 44,51$ **KN.m**

$b = 25$**cm**

d = h – c = 30 - 2 = 28 cm

$$\mu = \frac{44{,}51 \text{x } 10^3}{25 \text{ x } 28^2 \text{ } 14.2} = 0.159$$

$\mu = 0.159 < \mu_l \, 0.392 \longrightarrow$ **SSA**

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.112 \longrightarrow \beta = 0.913$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \, . \, d \, . \, \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{44{,}51 \text{x } 10^3}{0.913 \text{x } 28 \text{ x } 348} = 5{,}003 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA14 = 6.16 cm^2$

b. Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$M_a = 15,71$ **KN.m**

$b = 25cm$

d = h – c = 30 - 2 = 28 cm

$$\mu = \frac{15{,}71 \text{ x } 10^3}{25 \text{ x } 28^2 \text{ } 14.2} = 0.056$$

$\mu = 0.056 < \mu_l \, 0.392 \longrightarrow$ **SSA.**

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant: $\mu = 0.056 \longrightarrow \beta = 0.971$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \, . \, d \, . \, \sigma_{st}} = \frac{15{,}17 \text{ x } 10^3}{0.971 \text{ x } 28 \text{x } 348} = 1{,}60 cm^2$$

Soit : $A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

III.F.7. vérification à ELU:

a. <u>Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :</u>

$$A_{adopté} > A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \, . \, b \, . \, d \, . \, f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \, f_{c28} = 0.6 + 0.06 \text{ x } 25 = 2.1$ **MPa**

$$A_{min} = \frac{0.23 \text{ x } 25 \text{ x } 28 \text{ x } 2.1}{400} = 0{,}845 cm^2$$

$A_t = 6.16 cm^2 > A_{min} = 1.38 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$A_a = 3.39 cm^2 > A_{min} = 1.38 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

b. <u>Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :</u>

(Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b\,d}$$

Avec : T_{max} : effort tranchant.

T_{max} =57,40 KN

$$\tau_u = \frac{57{,}40 \times 10}{25 \times 28} = 0{,}82 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ MPa\right\}$$ fissurations peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \times \frac{25}{1.5}\ ;\ 5\ MPa\right\} = \bar{\tau}_u = \min\{3.33\ MPa\ ;\ 5\ MPa\} = 3.33\ MPa$$

$\tau_u = 0{,}82$ MPa < $\bar{\tau}_u$= 3.33 MPa **Condition vérifiée.**

c. **<u>Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99) :</u>**

- **Influence sur le béton :**

$$T_{max} \leq 0.4\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,a\,b$$

Avec : a: longueur d'appuis de la bielle. **($a = 0.9 \times d$)**

$$T_{max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 28 \times 25 \times 10^{-1} = 420\ KN$$

T_{max} = 57,40 KN $\leq$ 420KN ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Influence sur les armatures :**

$$\left(T_{max} + \frac{M_{max}}{0.9d}\right)\frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

$\frac{57{,}40 \times 1000}{348}$ =1,65 cm² < $A_a = 3.39\ cm^2$ ⟶ **condition verifiée.**

d. **<u>Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99) :</u>**

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

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

Avec : ψ_s :Coefficient de scellement, ψ_s = 1.5 (Pour les Aciers HA).

$\bar{\tau}_{se}$ = 1.5 x2.1 = 3.15 MPa

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \Sigma \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$\sum u_i = n\pi\phi = 4\times \pi\times 1.4 = 17.58$ cm, n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{57,4}{0.9 \times 28 \times 17.58} \text{ x } 10 = 1.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.30 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d entrainement des barres longitudinales.

e. <u>Calcul des armatures transversales :</u>

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par **(Art A.7.2.12 BAEL91)**

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10}\right\}$$

Avec :

- $\emptyset_t$: diamètre des armatures transversal.
- $\emptyset_l$: diamètre des armatures longitudinal.

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{30}{35}; 1.4; \frac{25}{10}\right\} = \min\{0,85 ; 1.4 ; 2,5\} = 0,85 \text{ cm}$$

Soit : $\emptyset_t$ = 8 mm

En prend un cadre et un étrier de HA8

f. <u>Espacement des armatures transversal :</u>

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

- **Zone nodale:**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\,\emptyset_l ; 30 \text{ cm}\right\}$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{30}{4}; 12 \text{ x } 1.4 ; 30 \text{ cm}\right\} = \min\{7,5 ; 16.8 ; 30 \text{ cm}\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit : S_t= 7 cm

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

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

Soit : S_t= 15 cm

III.F.8. vérification à ELS:

a. <u>Etat limite d'ouverture des fissurations</u> <u>(Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :</u>

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. <u>Etat limite de compression du béton</u> (Art A.4.5.2 BAEL91) :

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

- **En travée :**

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \text{ x } f_{c28}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \text{ x } 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \text{ x } \sigma_{st}$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 .d . A_{st}}$

Avec :

$\mathbf{M_s = 28,83 KN.m}$

As = 6.16cm²

$\boldsymbol{\rho_1 = \frac{100 . A_s}{b .d} = \frac{100 \text{ x } 6.16}{25 \text{ x } 28} = 0.88}$

$\boldsymbol{\rho_1 = 0.540 \rightarrow \beta_1 = 0.867 \rightarrow K_1 = 22,59}$

$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{28,83 \text{ x } 10^3}{0.867 \text{ x } 28 \text{ x } 6.16} = 192,8 \text{ MPa}}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{1}{22,59} \text{ x } 192,8 = 8.53 \text{ MPa}}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 8.54 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Aux appuis :**

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \text{ x } f_{c28}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \text{ x } 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \text{ x } \sigma_{st}$

$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 .d . A_{st}}}$

Avec :

$\mathbf{M_s = 10,18 KN.m}$

As = 3.39cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

$$\rho_1 = 0.342 \rightarrow \beta_1 = 0.895 \rightarrow K_1 = 32{,}62$$

$$\sigma_{st} = \frac{10{,}18 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 119{,}83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{32{,}62} \times 119{,}83 = 3.67 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

c. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
3) $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

- **h :** hauteur totale. (h =30 cm)
- **l :** porté entre nue d'appuis. (l=365cm)
- M_t **:** moment max en travée. (M_t = 28,83KN.m)
- M_0 **:** moment max de la travée isostatique.(M_0 =33,92 KN.m**)**
- A_t **:** section des armatures. ($A_t = 6.16$ cm²**)**
- **b :** largeur de la nervure. B= 25 cm
- **d :** hauteur utile de la section droite. (d= h – c = 30- 2 = 28 cm)

1) $\frac{h}{l} = \frac{30}{365} = 0.082 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ **Condition vérifiée.**

2) $\frac{h}{l} = \frac{30}{365} = 0.082 \geq \frac{M_t}{10\,M_0} = \frac{28{,}83}{10 \times 33{,}92} = 0.083$ **Condition vérifiée.**

3) $\frac{A_t}{bd} = \frac{6.16}{25 \times 28} = 0.0088 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ **Condition vérifiée.**

Remarque : Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculé la flèche.

III.F.9.Conclusion : le ferraillage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

- 4HA14 filantes pour le lit inférieur.

- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- 1cadre et 1 étrier en HA8 .

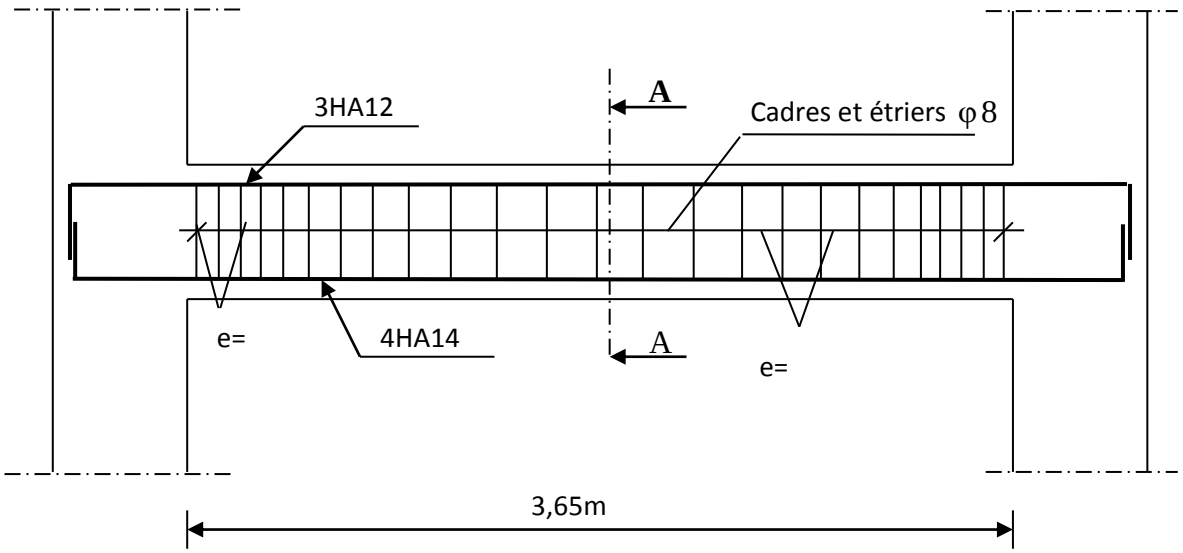


Figure III .F.6 : Schéma de ferraillage de la poutre palière.

IV-1 Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcule très rigoureuses ,pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est de venu indispensable.

IV-2 Définition du logiciel du calcul :

Logiciel du calcul : est un outils de calcul numérique des structures de génie civil basé sur la méthode des éléments fini, destiné à modéliser, analyser e tdimensionner les différents types de structures. les résultats obtenus sont vérifier conformément aux règlements en vigueur.

IV-3 Les étape de la modélisation :

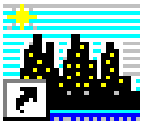
Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles…).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

➢ **Manuel d'utilisation d'ETABS :**

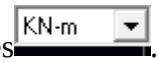
Pour notre modélisation on a utilisé la version ETABS V.9.1.4

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :



IV-4 Étapes d'introduction des données :

L'introduction des données relatives à une structure se fait en plusieurs étapes. Dans ce qui suit, nous présenterons les différentes interfaces et raccourcis utilisés.

• .Choisir les unités 

.

on choisit l'unité KN-m .

• Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**

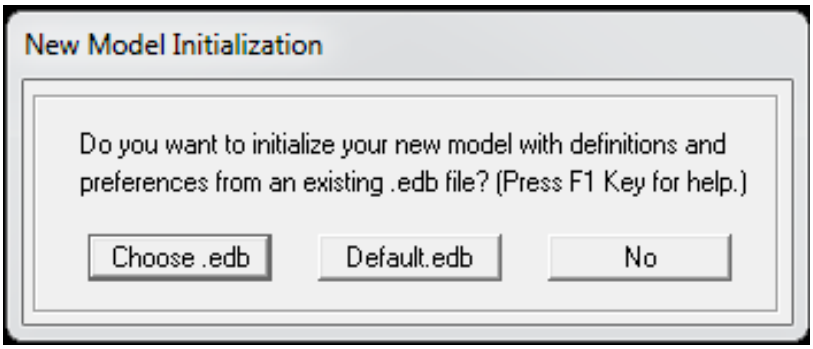


Figure IV-1 : Interface d'initialisation du modèle.

La boite de dialogue suivante apparait :

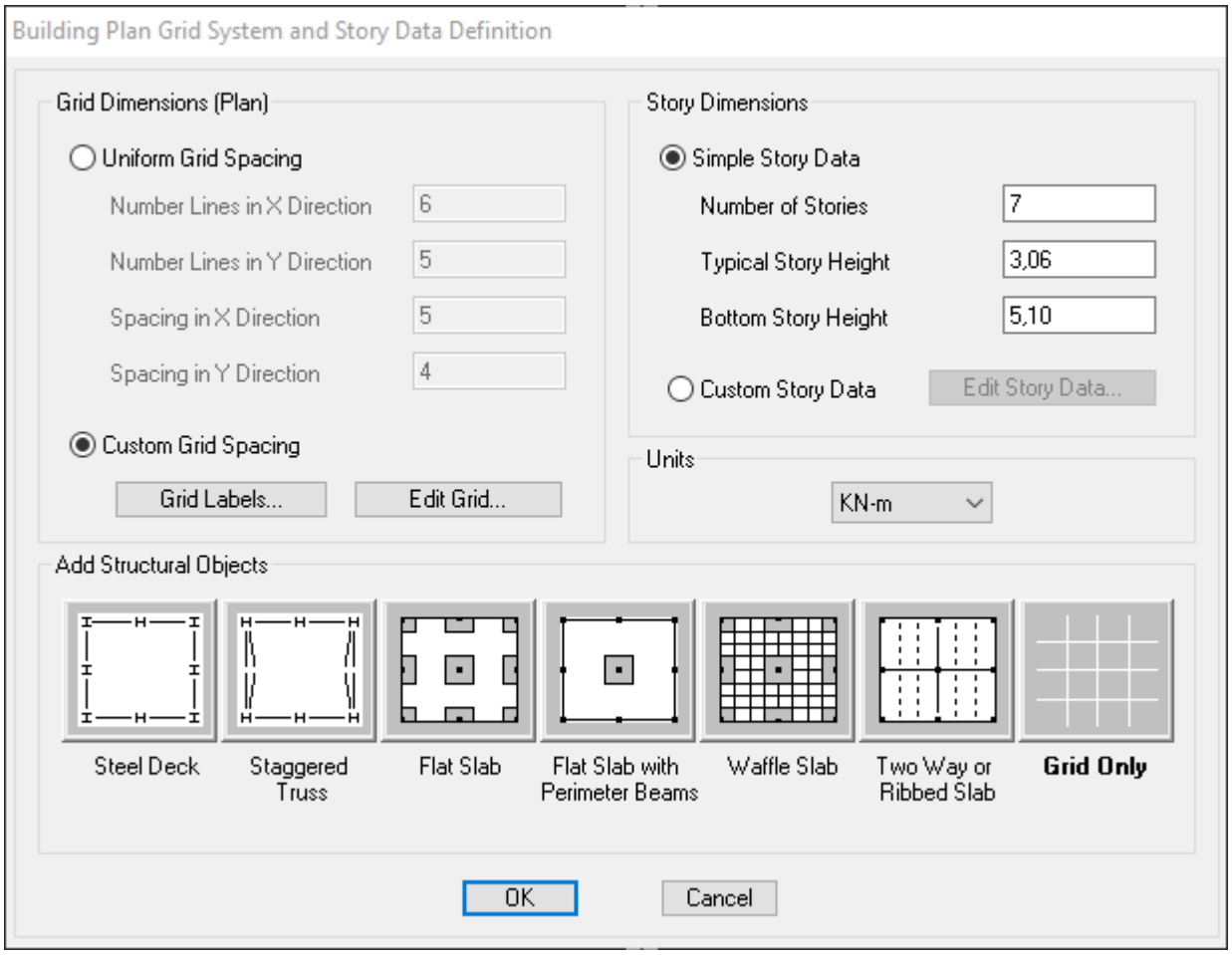


Figure IV-2 : Interface d'introduction des données générales.

L'interface ci-dessus permet d'introduire :

- Le nombre d'axes,
- Le nombre de niveaux,
- La hauteur du RDC et des étages courants.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **CustumGridSpacing**et **Edit Grid**permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

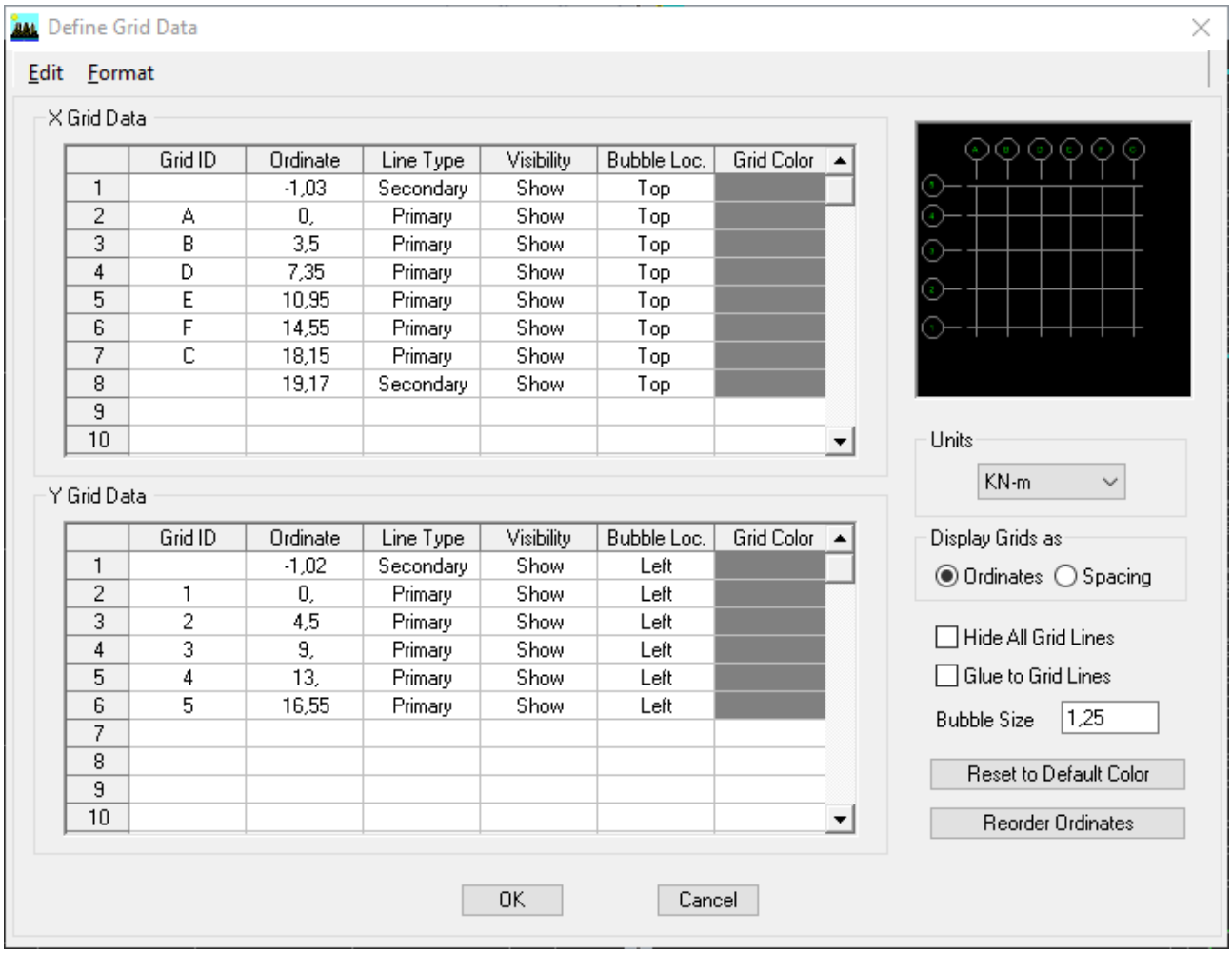
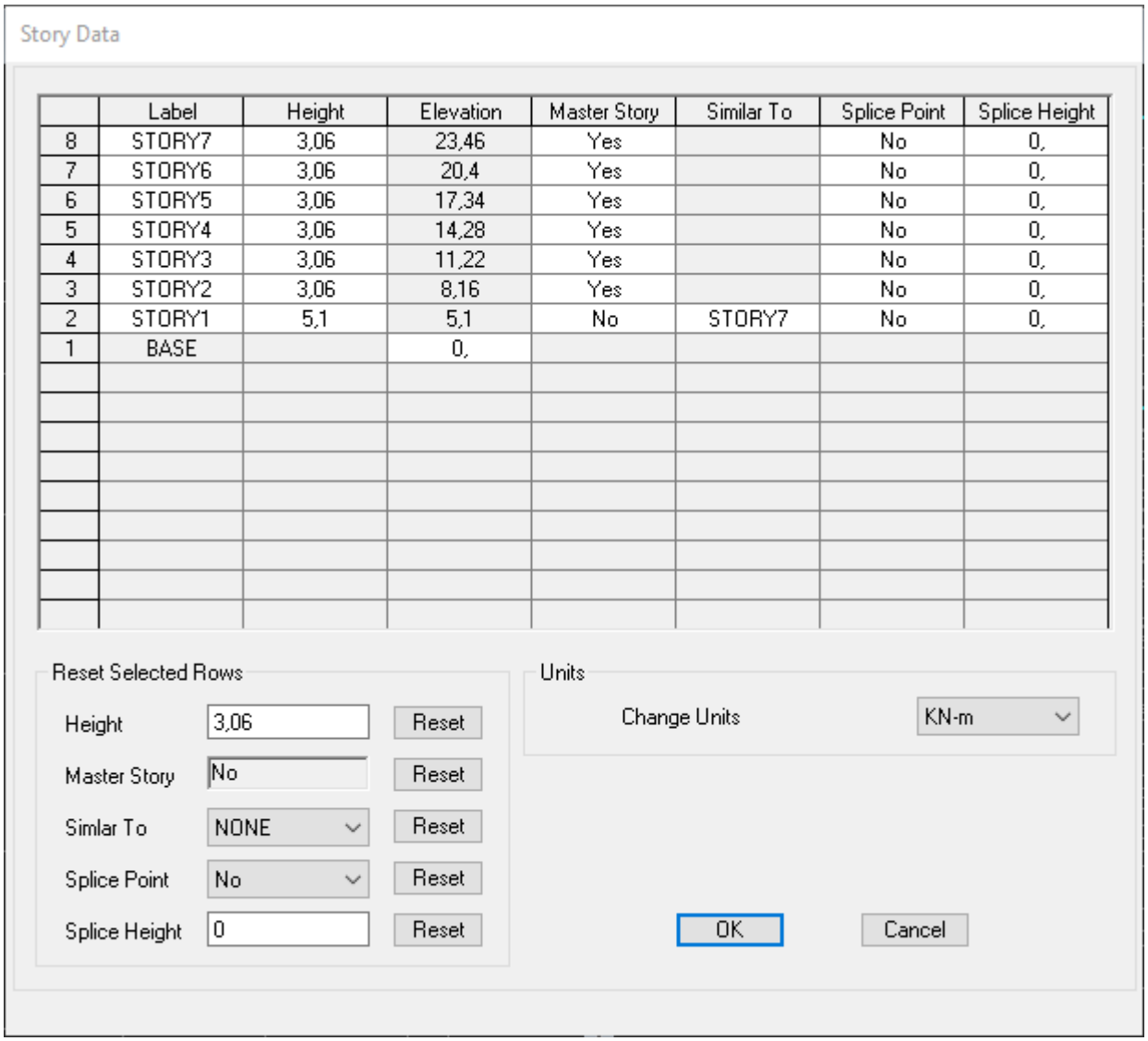


Figure IV-3 : Interface de modification des entre-axes.

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custum Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment



	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
8	STORY7	3,06	23,46	Yes		No	0,
7	STORY6	3,06	20,4	Yes		No	0,
6	STORY5	3,06	17,34	Yes		No	0,
5	STORY4	3,06	14,28	Yes		No	0,
4	STORY3	3,06	11,22	Yes		No	0,
3	STORY2	3,06	8,16	Yes		No	0,
2	STORY1	5,1	5,1	No	STORY7	No	0,
1	BASE		0,				

FigureIV-4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.

• définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés :

En utilisant le raccourci suivant : 

On introduit :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours (f_{c28})
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal (f_e)
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal

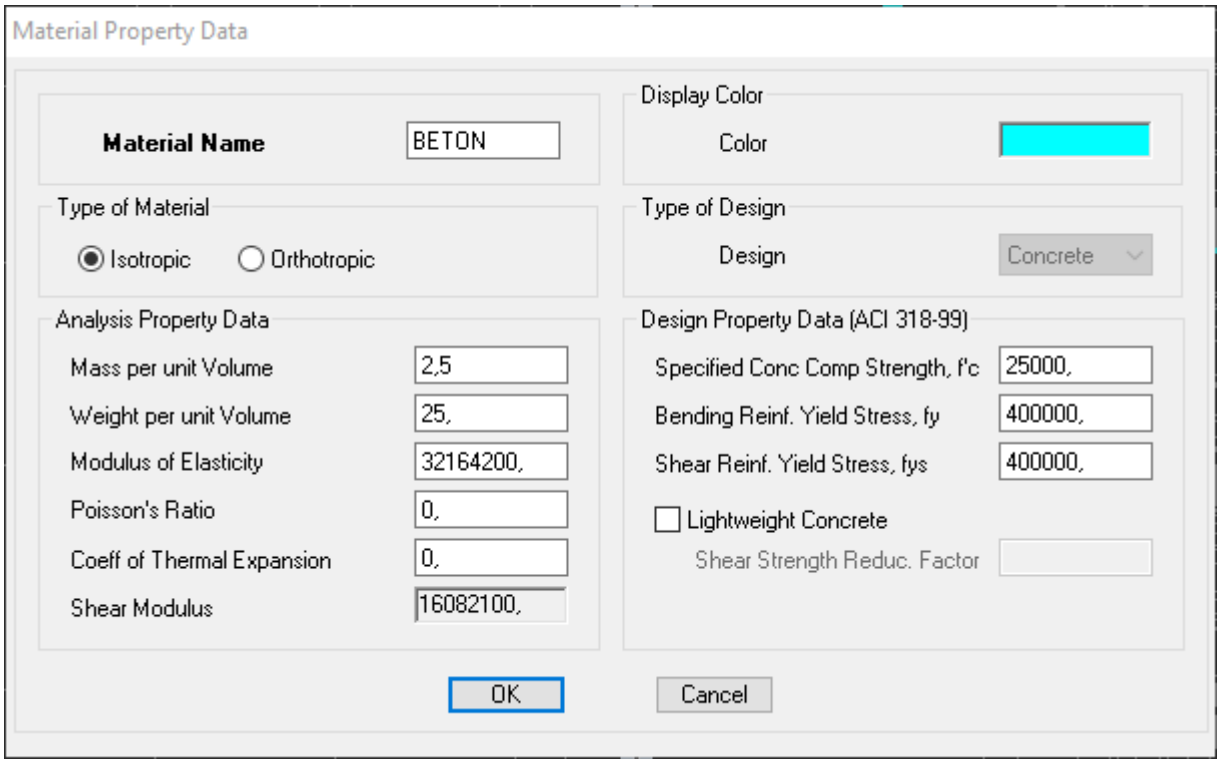


Figure IV-5 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

Ensuite on introduit les dimensions des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le raccourci suivant : 

Define⇨ frame section⇨ add rectangular pour le dimensionnement des poutres et poteaux.

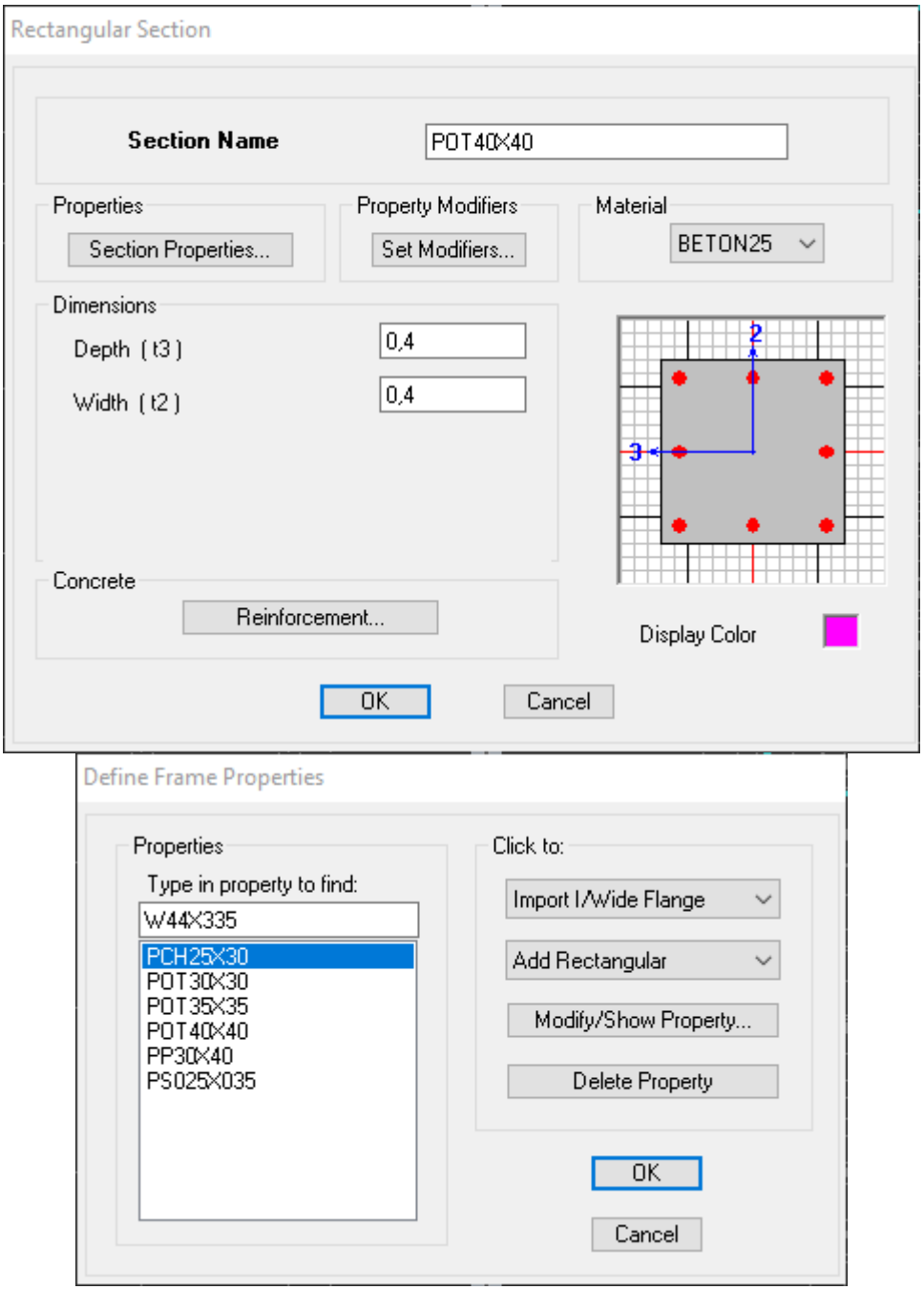


Figure IV-6 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.

- Les dimensions des éléments plans (dalles et voiles) sont introduites en utilisant le raccourci suivant :



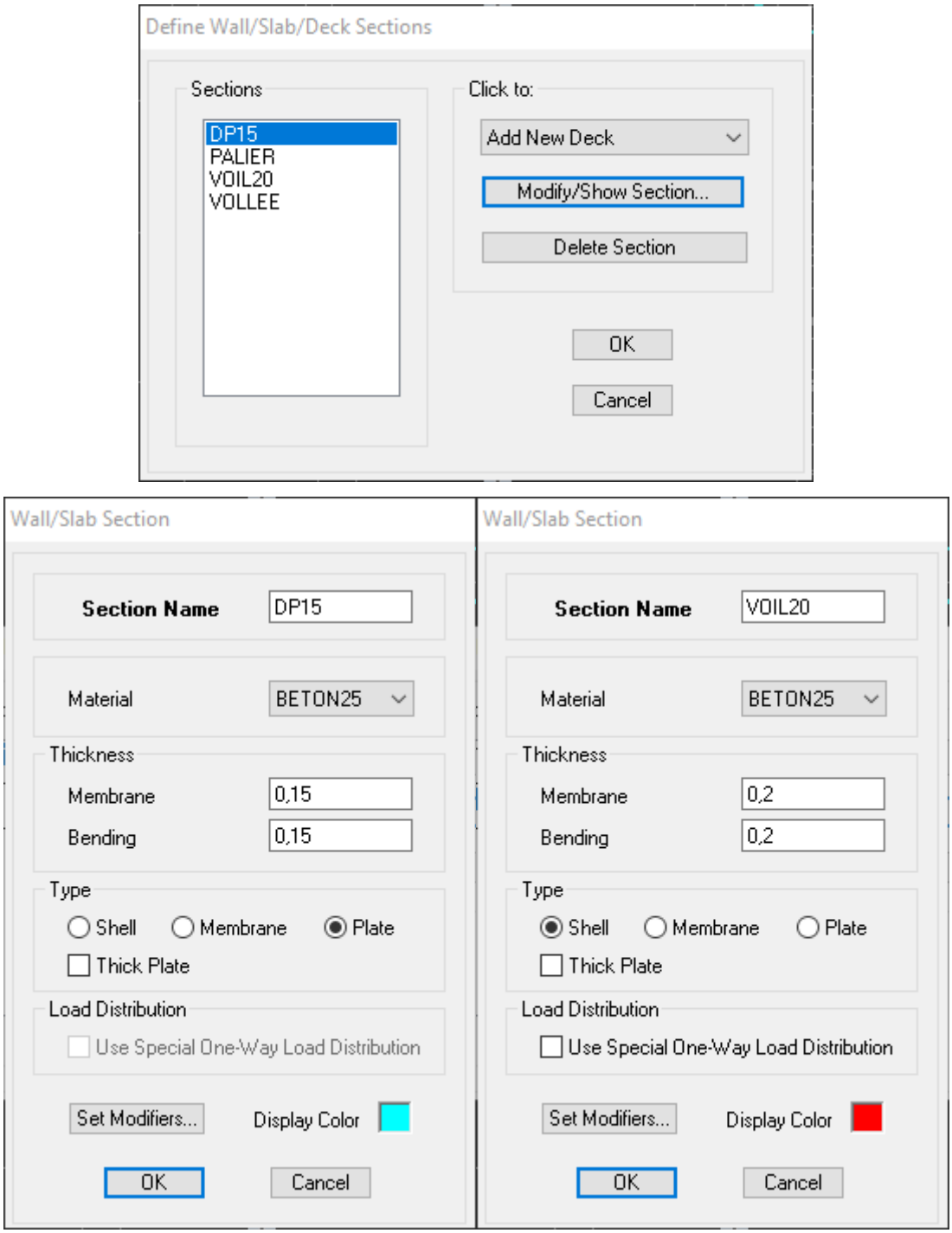


Figure IV-7 : Interfaces d'introduction des données des voiles et des dalles.

➢ Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :

- Pour les poteaux : 
- Pour les poutres : 
- Pour les dalles et les voiles : 

IV-5) Etape de chargement :

on charge les poutrelles en utilisant le raccourci suivant : 

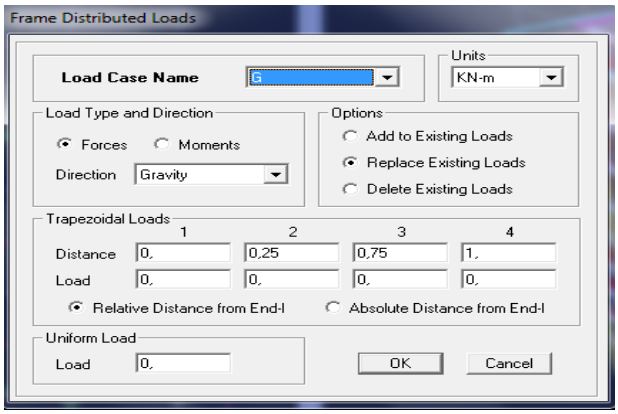


Figure IV-8 : Interface d'introduction des charges pour les poutres.

Et pour la charge des dalles pleines, on utilise le raccourci suivant :



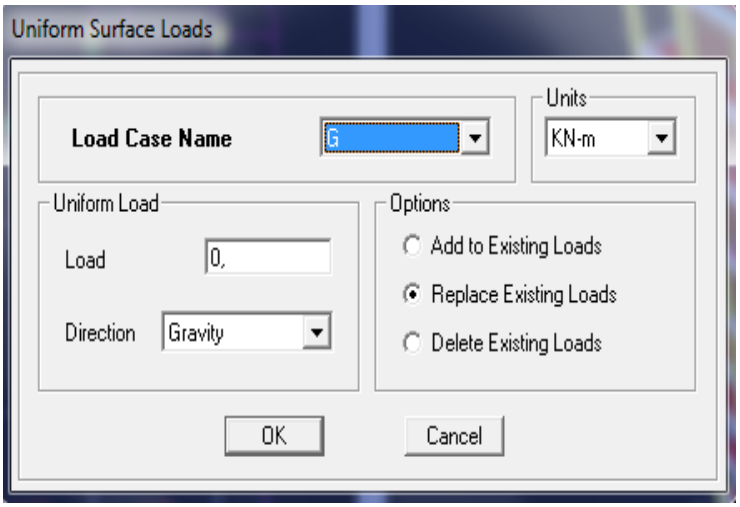


Figure IV-9 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.

- on définit le spectre du RPA à partir du logiciel **RPA99**ci-dessous :

Ce logiciel permet d'introduire les données sismiques suivantes :

- La zone : II_a
- Le groupe d'usage : 2 (bâtiments à usage d'habitations).
- Le coefficient de comportement R : contreventement voile porteur (R = 3,5).
- Le coefficient d'amortissement A : A = 0,15 **(Tableau 4.1 RPA 99. V2003)**.
- Site : S3. (site meuble)
- Facteur de qualité (Q): $Q=1+\Sigma P_q$: Q=1,20

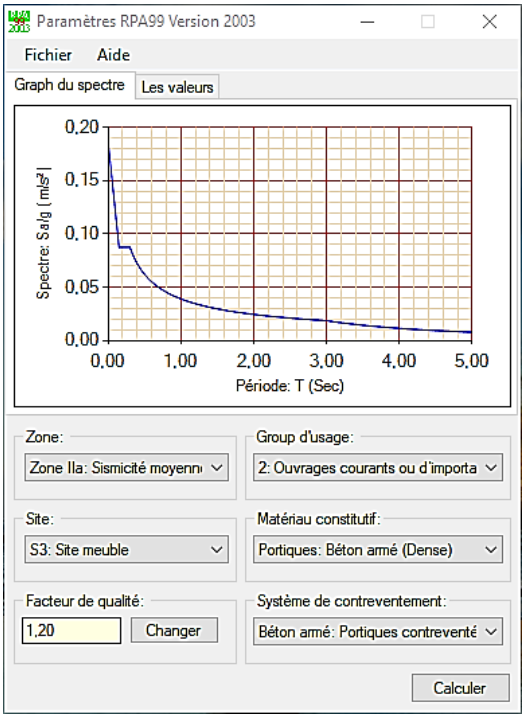


Figure IV-10 : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.

- Introduire le spectre du RPA en utilisant le raccourci suivant :



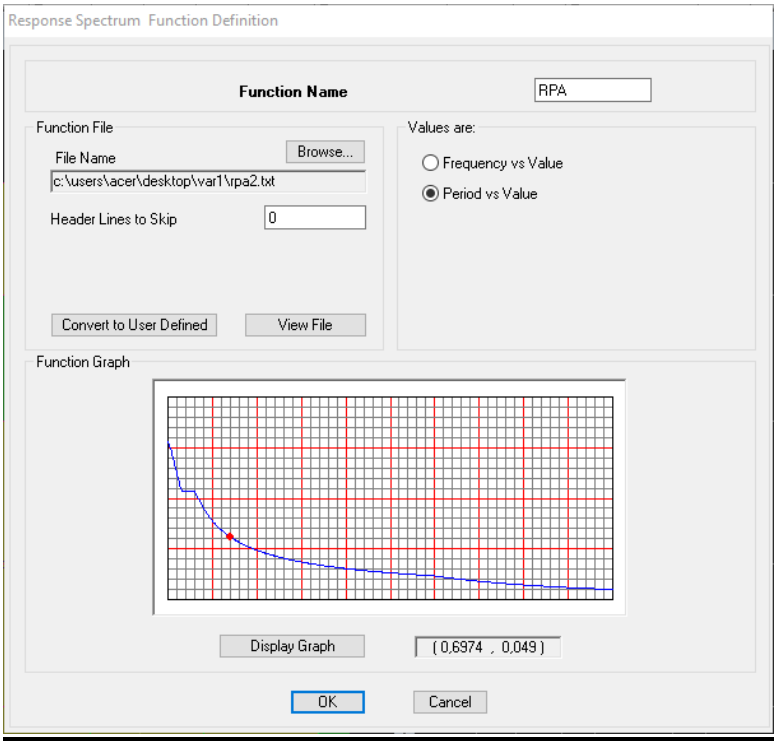


Figure IV-11 : Interface d'introduction du spectre

- Introduire les caractéristiques du spectre en utilisant le raccourci suivant :

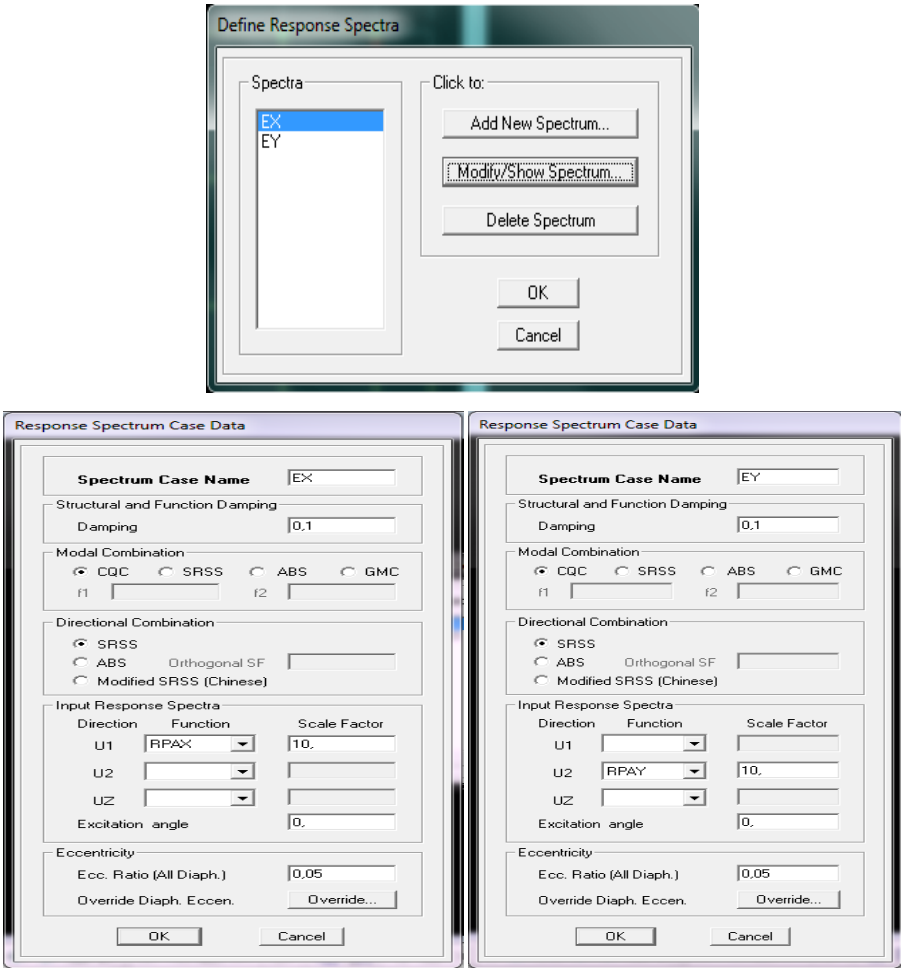


***Figure IV-12 : Interface de définition des caractéristiques du spectre*.**

- Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure en utilisant le raccourci suivant :



Pour notre structure, on a un encastrement, donc on clique sur la fenêtre : 

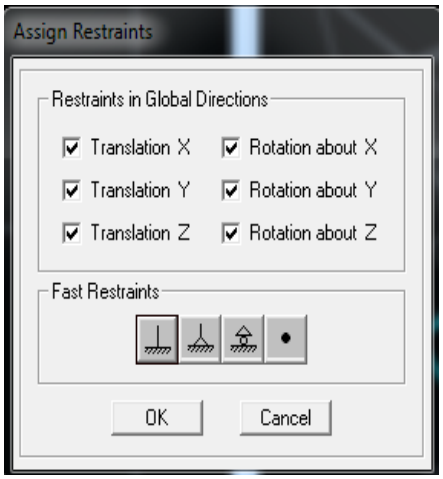


Figure IV-13 : Interface d'introduction des types d'appuis.

- Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique en utilisant le raccourci suivant



:

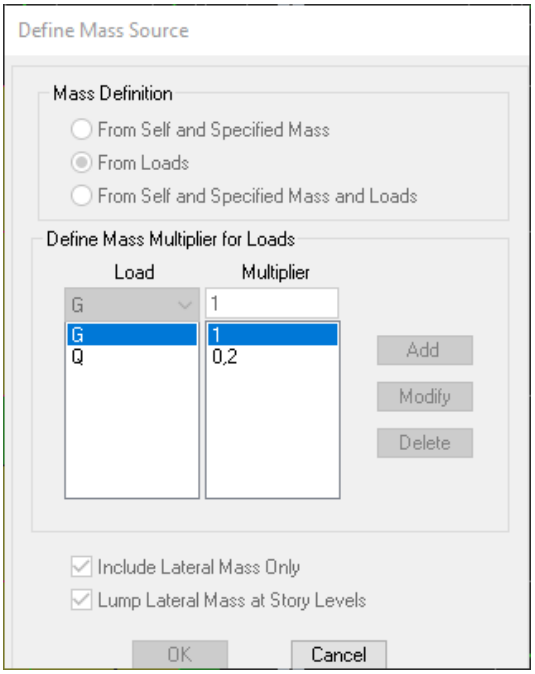
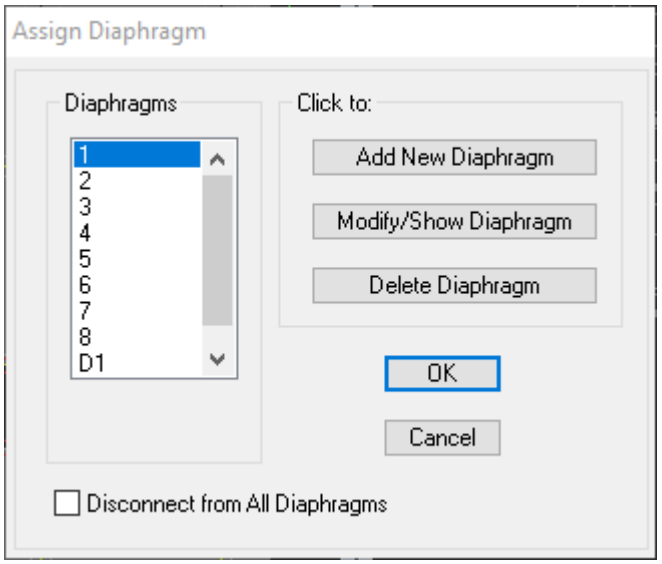


Figure IV-14 : Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique

- Définir les différents diaphragmes en utilisant le raccourci suivant :





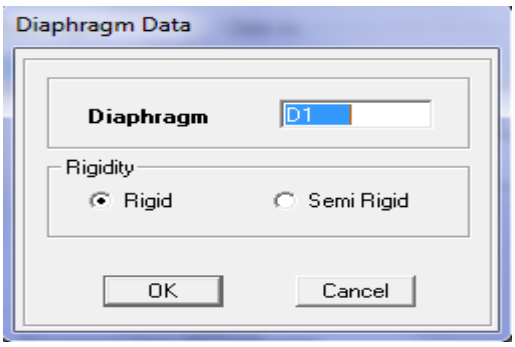


Figure IV-15 : Interface d'introduction des diaphragmes.

- Introduire les combinaisons d'actions en utilisant le raccourci suivant :

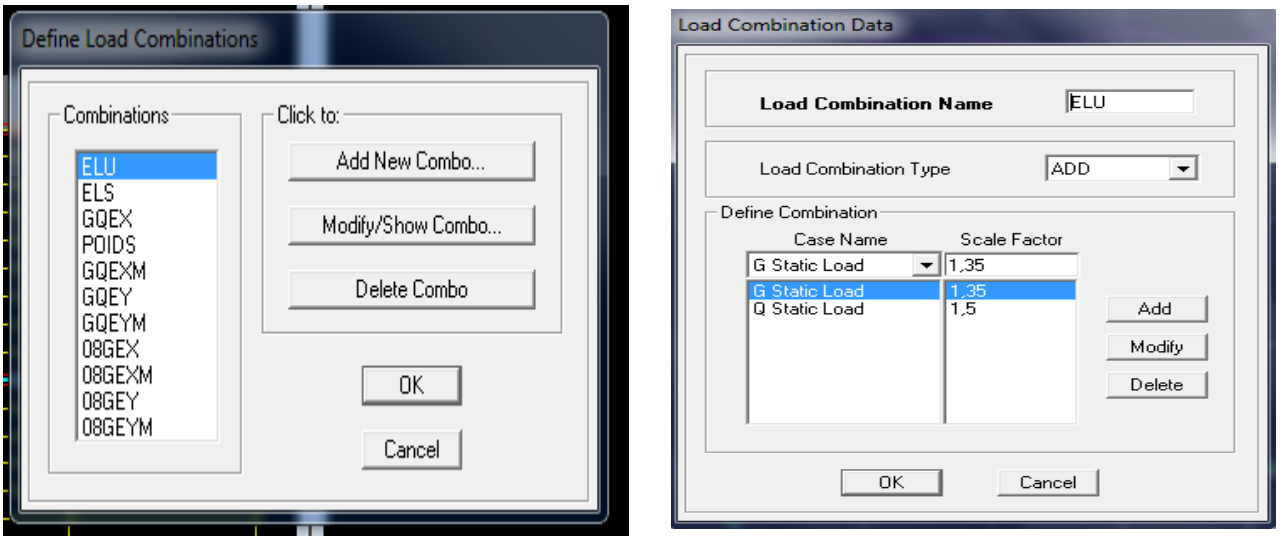


Figure. IV-16 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.

Les données étant introduites, une visualisation en 3D permet de voir la structure.

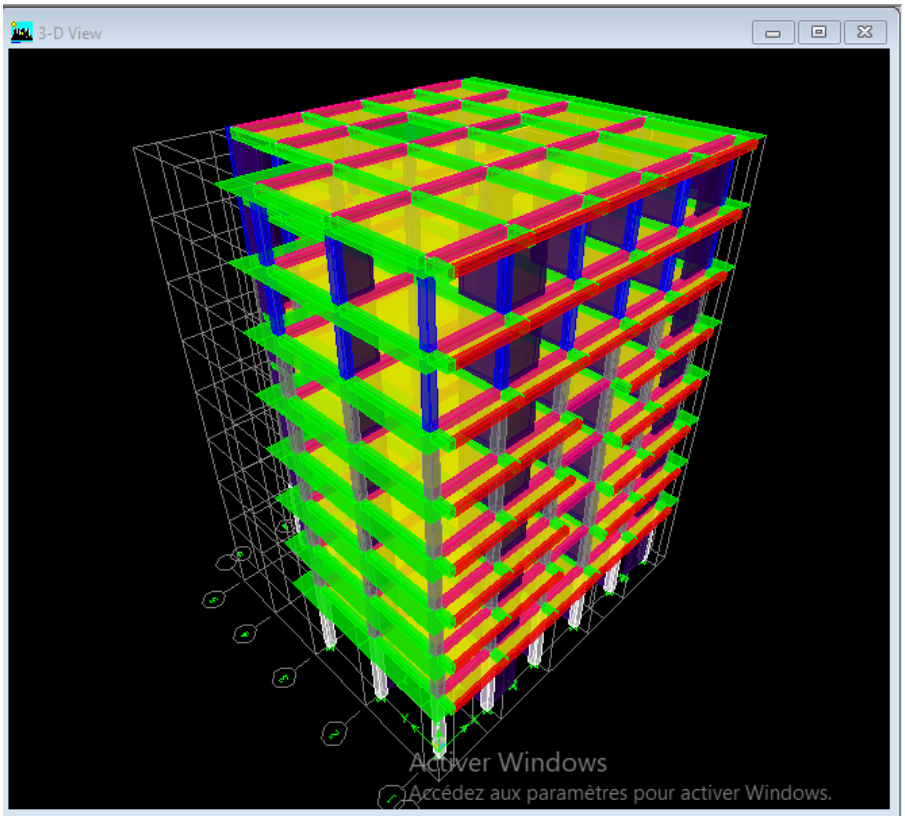


Figure. IV-17 : Vue en 3D de la structure.

Et une autre visualisation permet de voir la structure en plan :

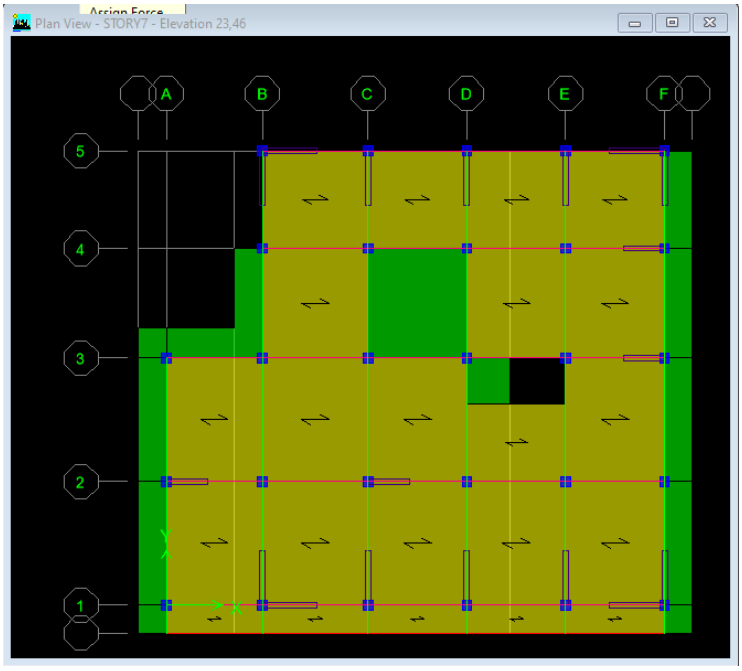


Figure IV-18 : Vue en plan de la structure

.

IV-5. Vérifications des conditions du RPA :

- Justification du système de contreventement
- vérification de la période
- Le pourcentage de participation massique
- L'effort tranchant à la base
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal
- L'effet P-Delta.
- L'effort normal réduit dans les poteaux

IV-5-1. Justification du système de contreventement :

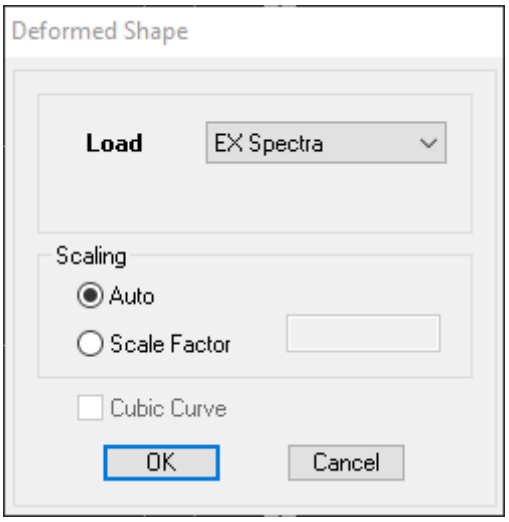
L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

a. Charge horizontal reprise par les voiles :

- On clique d'abord sur :
- ***→Display →show deformed shep →load spectra***

Une fenêtre s'affichera comme suivante :

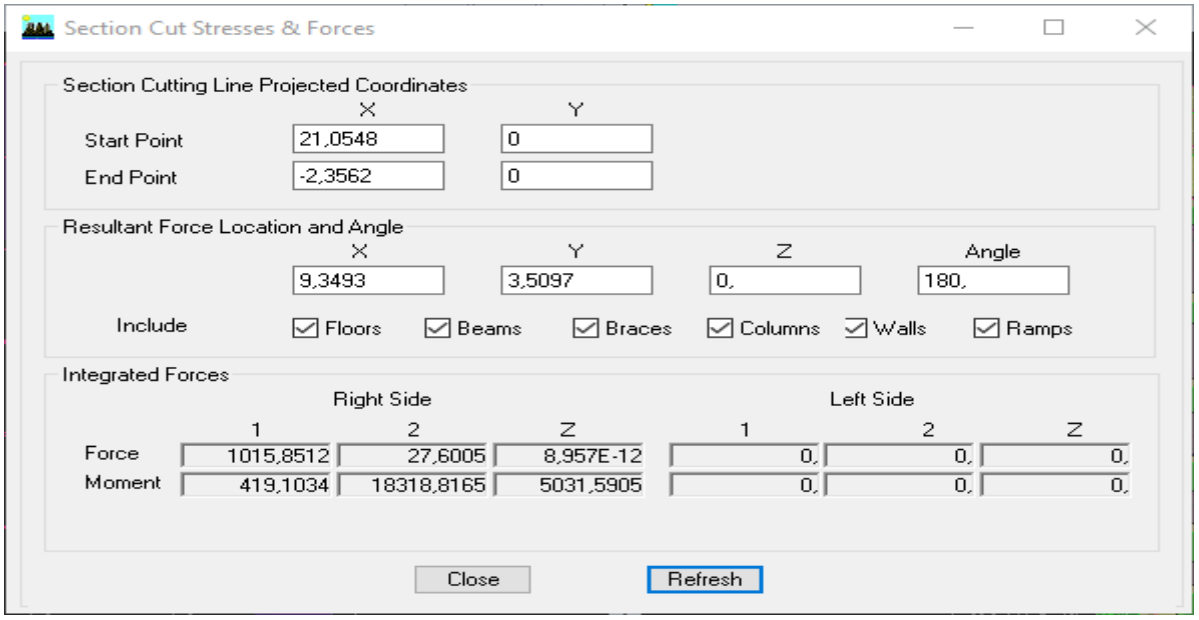


On choisit ensuite la combinaison Ex en cliquant sur ok :

On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:

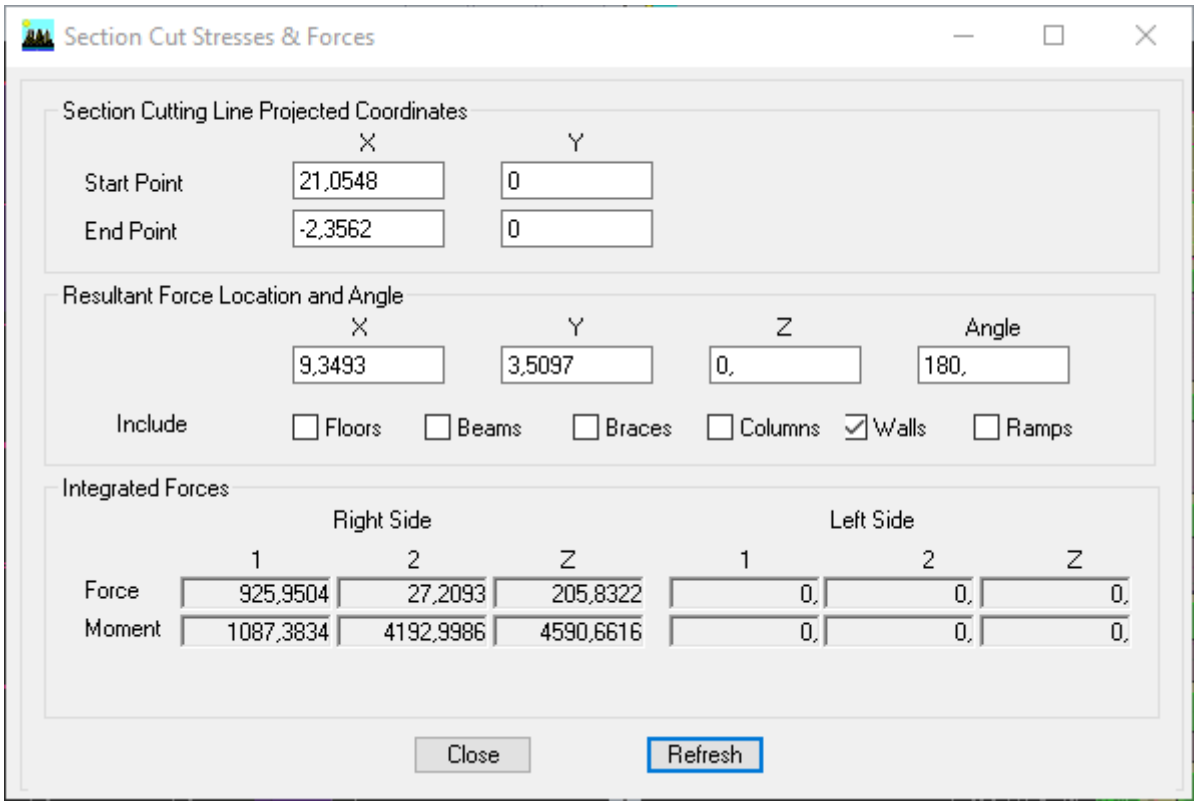
Draw → draw Section cut

Comme indiqué sure l'image suivante

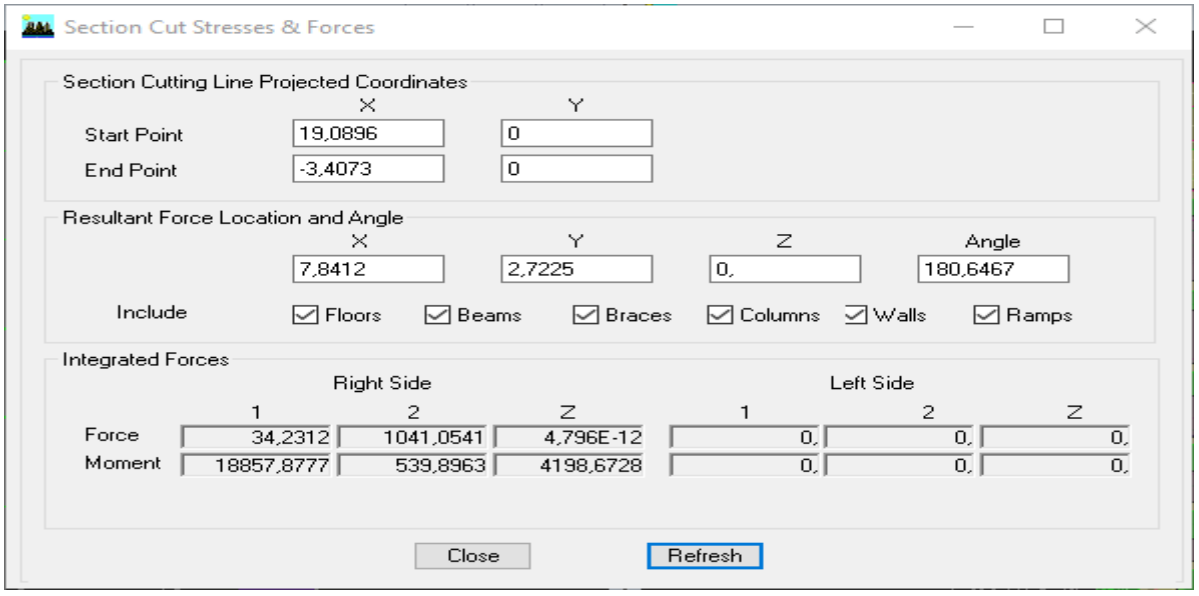


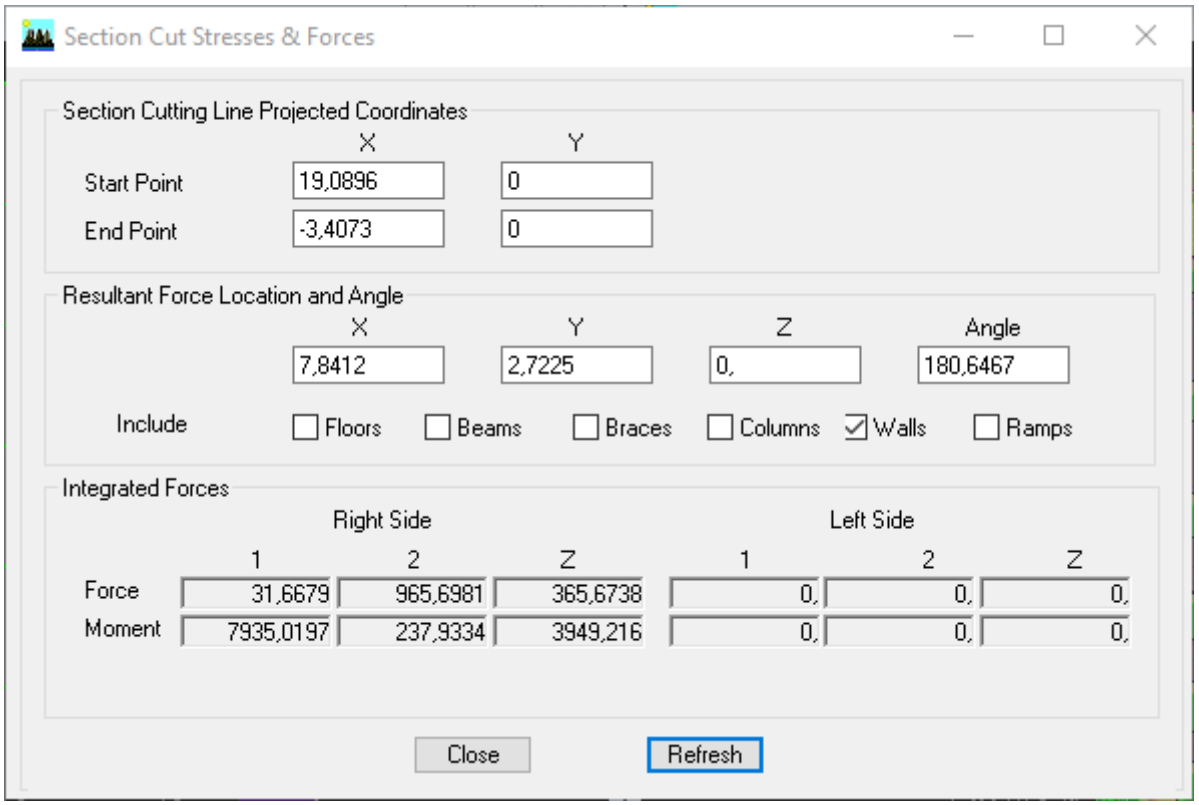
Ensuite , on clique sur **Refresh** et on reléve la valeur sur la case **Force1** c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux .

Puis on décoche la case **columns floors beams braces ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivant



Le meme travail pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison EX par EYet relever les valeurs sur la case **Force2 .**





◆**Tableau des résultats :**

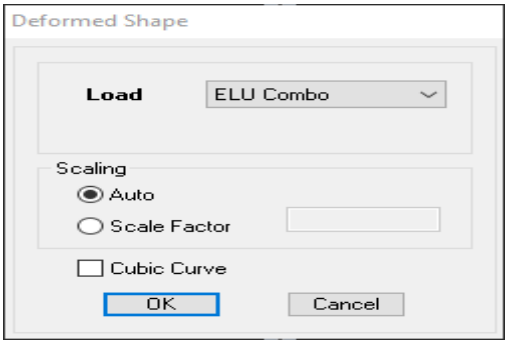
Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	**1015,8512**	**925,9504**	*91,15*	*8,85*
Ey	**1041,0541**	**965,6981**	*92,76*	*7,24*

b. Charge vertical reprise par les voiles :

Les efforts verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS avec les étapes suivants :

On choisi d'abord la combinaison en cliquant sur

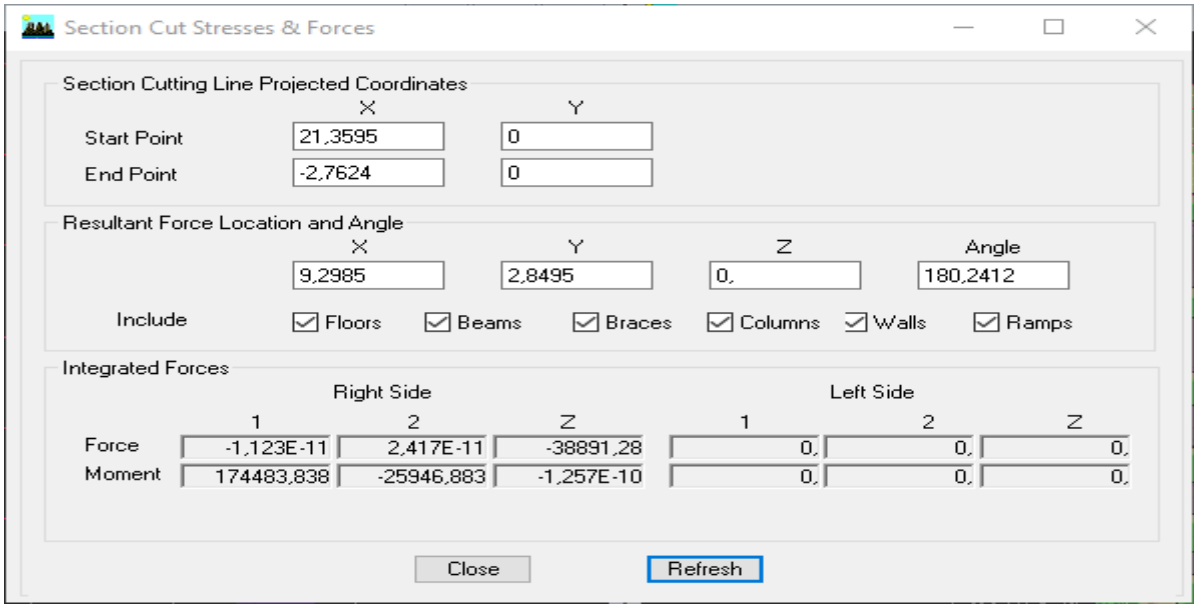
Display → show Deformed shape →Load :ELU



On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:

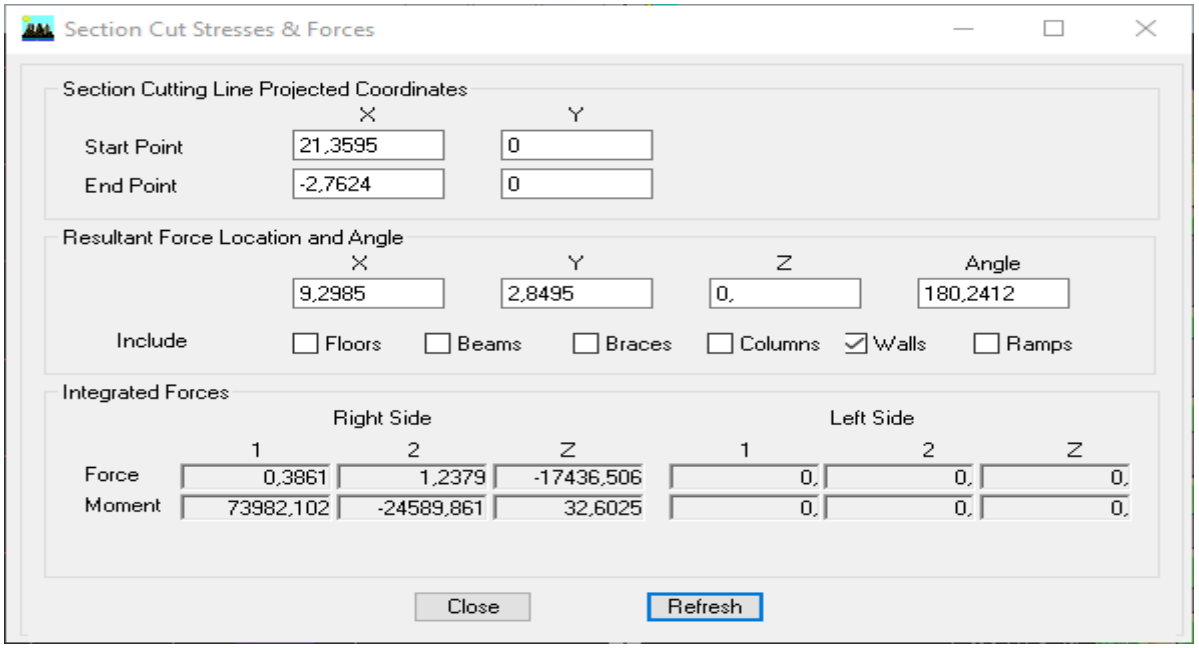
Draw → draw Section cut

Comme indiqué sure l'image suivante :



Ensuite , on clique sur**Refresh**et on reléve la valeur sur la case**ForceZ**c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux .

Puis on décoche la case **columns floors beams braces ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivant :



◆**Tableau des résultats :**

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
ELU	***38891,28***	***17436,506***	*44,83*	*55,17*

D'après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

- Donc suivant l'article (3.4 de RPA 99/2003) qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris :
  R= 3,5d'après le tableau (4.3 de RPA 99/2003).

IV-5-2. Vérification de la période empirique T

a- Calcul de la période empirique

$$T = C_T x (h_N)^{3/4}$$

H_N: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

T_1 = $0{,}05x(26{,}52)^{3/4}$ = **0,584 s**

b- Calcul de la période empirique majorée

T_{maj}= T+30%T = 0,759s

c- Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

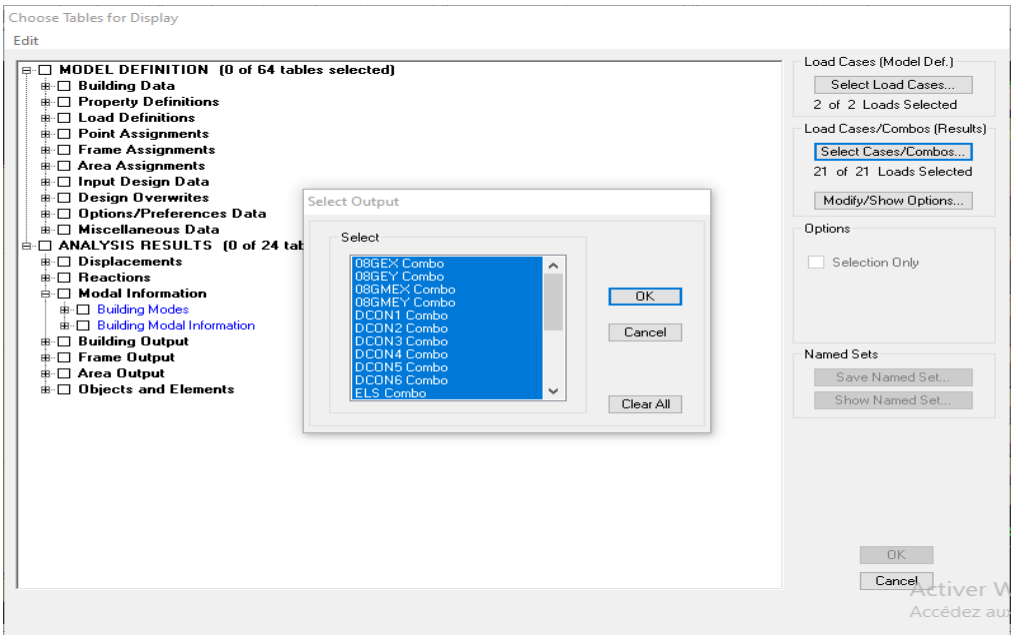
Display →show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos…→OK →OK



Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite ***« Modal Participating Mass Ratios »***

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,723385	76,1715	0,0310	0,0000	76,1715	0,0310	0,0000	0,0378
2	0,660267	0,1445	68,7130	0,0000	76,3160	68,7440	0,0000	90,8860
3	0,571238	0,5036	6,0992	0,0000	76,8196	74,8432	0,0000	8,0554
4	0,197004	14,1023	0,0295	0,0000	90,9219	74,8727	0,0000	0,0003
5	0,170413	0,0961	14,4466	0,0000	91,0181	89,3194	0,0000	0,5951
6	0,146946	0,0930	1,5210	0,0000	91,1110	90,8404	0,0000	0,0654
7	0,087501	4,9450	0,0123	0,0000	96,0560	90,8527	0,0000	0,0008
8	0,073148	0,0297	4,6341	0,0000	96,0857	95,4868	0,0000	0,2372
9	0,063275	0,0307	0,5657	0,0000	96,1164	96,0526	0,0000	0,0296
10	0,048863	2,1338	0,0045	0,0000	98,2501	96,0571	0,0000	0,0001
11	0,040627	0,0127	1,9085	0,0000	98,2628	97,9656	0,0000	0,0473
12	0,035571	0,0118	0,3103	0,0000	98,2746	98,2759	0,0000	0,0078

OK

TableauIV.1 : Justification de la période les modes de vibration et les masses participantes

Périodes :

$\mathbf{T}_{analytique}$=0,723< 1,3 $\mathbf{T}_{empirique}$=0,759…….**Condition vérifiée.**

Modes de vibrations :

Le 1er mode est une translation suivant x et mobilise 76,17 % de masse participante.

Le 2ème mode est une translation suivant y et mobilise 68,71 % de masse participante.

Le 3ème mode est une rotation autour de Z.

Coefficients de participation massique :

La somme des masses modales dans le06^{éme}mode dépasse 90%delamassetotaledubâtiment dans les deux directions, Donc le nombre de mode à retenir est de 06 modes de vibration.

IV-5-3. Vérification de l'effort tranchant à la base ;

a) **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente:**

Méthode statique équivalente :

Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad \textbf{\textit{(Article 4.1 Du RPA 99)}}$$

b) Déduction des coefficients A, D, Q et R:

A: coefficient d'accélération de zone ,dépend de deux paramètres :

-Groupe d'usage : 2

-Zone sismique II_a } ⇒ ***A = 0.15(Tab.1 4 du RPA99).***

R: coefficient de comportement global de la structure fonction des système de contreventement **R= 3,5** (contreventement par voiles porteurs).

c) Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

$\mathbf{P_q}$: la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **(q)** est satisfait ou non.

- **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile 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**

Suivant **x-x : Condition vérifiée.** $\mathbf{P_x = 0.00}$

Suivant **y-y : Condition vérifiée.** $\mathbf{P_y = 0.00}$

- **Régularité en plan**
  - **Condition de symétrie** :

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..... **Condition vérifiée.**

Donc : La régularité en plan vérifiée p_q= 0.00

- **Condition de régularité en élévation** :
  - **La continuité du système de contreventement** :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles porteurs, continue du bas vers le haut et de même nature……**Condition vérifiée.**

- **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet bâtiment……**Condition vérifiée.**

- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Pénalité		
Critère :	Observ	Non observé :
Régularité en plan	**0**	/
Régularité en élévation	**0**	/
Conditions minimales sur les fils de contreventement	**0**	/
Redondanceen plan	**0**	/
Contrôle de la qualité des matériaux	**0**	
suivi de chantier:	**0**	0.05**0.1**000.

Tableau IV.2: Valeurs des pénalités Pq.

Donc: **Qx=1+Σ Pq =1+0.05+0.05+0,05+0,05= 1.20**

Qy=1+Σ Pq =1+0.05+0.05+0,05+0,05=1.20

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la ,formule***(4.2) deRPA99***, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T):

$$D=\begin{cases}2.5\eta & avec: \quad 0\le T\le T_2\\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{2/3} & avec \quad T_2\le T\le 3s\\ 2.5\eta\left(T_2/3\right)^{2/3}.\left(3/T\right)^{5/3} & avec \quad T\ge 3s\end{cases}$$ Avec **D ≤ 2.5**

T_2 : Période caractéristique, associée du site, donnée par le tableau ***(4.7 RPA/99).***

La nature du sol **:** Site meuble ***S_3*** ⟹ ***T2 = 0.5s.*** ⟹

η:Facteur de correction d'amortissement donné par la formule(4-3) comme suit :

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}}\ge 0.7$$

ξ(%):est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.***(Tab 4-2)*** ⟹ **ξ=10%**

D'où η **=0.764 ≥ 0.70** ……. ***Condition vérifiée.***

•La valeur de la période fondamentale(T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

T = C_T× $h_n^{3/4}$

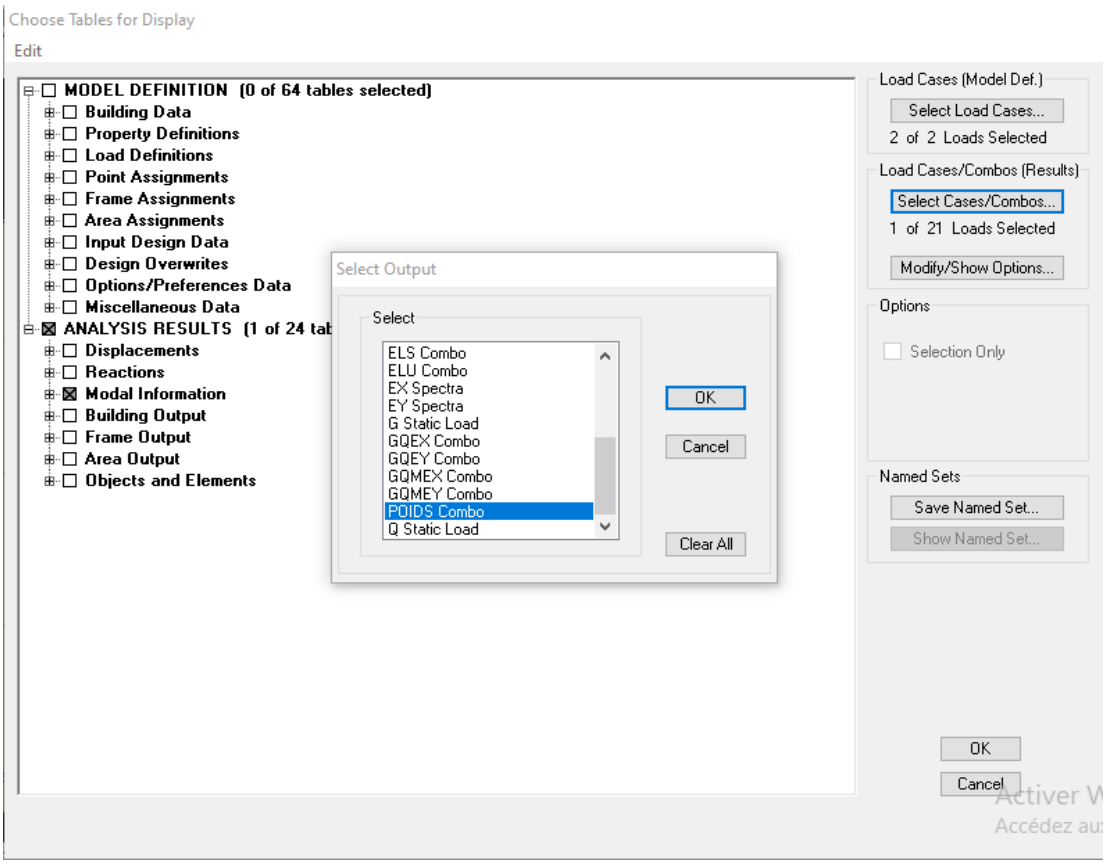
T=0.05x(26.52)$^{3/4}$=0,584 s. D= 2.5$\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)$= 1.49

Tirer le poids de bâtiment et des voiles :

- **poids du bâtiment :** on clique d'abord sur :

Display →Show Table

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



On choisit ensuite la combinaison poids

En clinquant sur: ***Bulding Out put→Story Shear***

→OK→OK

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY 8	POIDS	Top	2475,78	0,00	0,00	0,000	17820,401	-24239,919
	STORY 8	POIDS	Bottom	3258,38	0,00	0,00	0,000	24220,535	-32455,732
	STORY7	POIDS	Top	5611,39	0,00	0,00	0,000	41118,849	-55527,439
	STORY7	POIDS	Bottom	6393,98	0,00	0,00	0,000	47518,983	-63743,252
	STORY6	POIDS	Top	8746,99	0,00	0,00	0,000	64417,297	-86814,959
	STORY6	POIDS	Bottom	9609,91	0,00	0,00	0,000	71473,657	-95812,506
	STORY5	POIDS	Top	11956,17	0,00	0,00	0,000	88378,857	-118822,450
	STORY5	POIDS	Bottom	12819,09	0,00	0,00	0,000	95435,217	-127819,998
	STORY4	POIDS	Top	15165,35	0,00	0,00	0,000	112340,417	-150829,942
	STORY4	POIDS	Bottom	16028,27	0,00	0,00	0,000	119396,777	-159827,489
	STORY3	POIDS	Top	18374,53	0,00	0,00	0,000	136301,976	-182837,433
	STORY3	POIDS	Bottom	19237,45	0,00	0,00	0,000	143358,336	-191834,981
	STORY2	POIDS	Top	21583,71	0,00	0,00	0,000	160263,536	-214844,925
	STORY2	POIDS	Bottom	22446,63	0,00	0,00	0,000	167319,896	-223842,472
	STORY1	POIDS	Top	24799,64	0,00	0,00	0,000	184218,210	-246914,179
	STORY1	POIDS	Bottom	26389,56	0,00	0,00	0,000	197218,349	-263386,701

OK

On tire ensuite W_T telle que :

W_T = 26389.56 KN

Les valeurs de A, D, Q,R, T et Wtsontrésumés dans letableau suivant:

Paramètre	Valeur	Article de RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique T_2	0.5 s	Tableau 4.7
Coefficient C_T	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification Dynamique D	1.49	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	3,5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	Qx=1.20 Qy=1.20	Formule 4.4
Poids total de la structure Wt	26389.56 KN	/

Application numérique :

Sens longitudinal x-x:

$$Vx = \frac{A.D.Qx}{R} W = \frac{0{,}15\ X\ 1{,}49\ X\ 1{,}2}{3{,}5}\ 26389{,}56 = 2022{,}19 \text{ KN}$$

0.8 V_x=0.8 x 2022,19=1617,75 KN

Sens transversal y-y:

$$Vy = \frac{A.D.Qy}{R} W = \frac{0{,}15\ X\ 1{,}49\ X\ 1{,}2}{3{,}5}\ 26389{,}56 = 2022{,}19$$

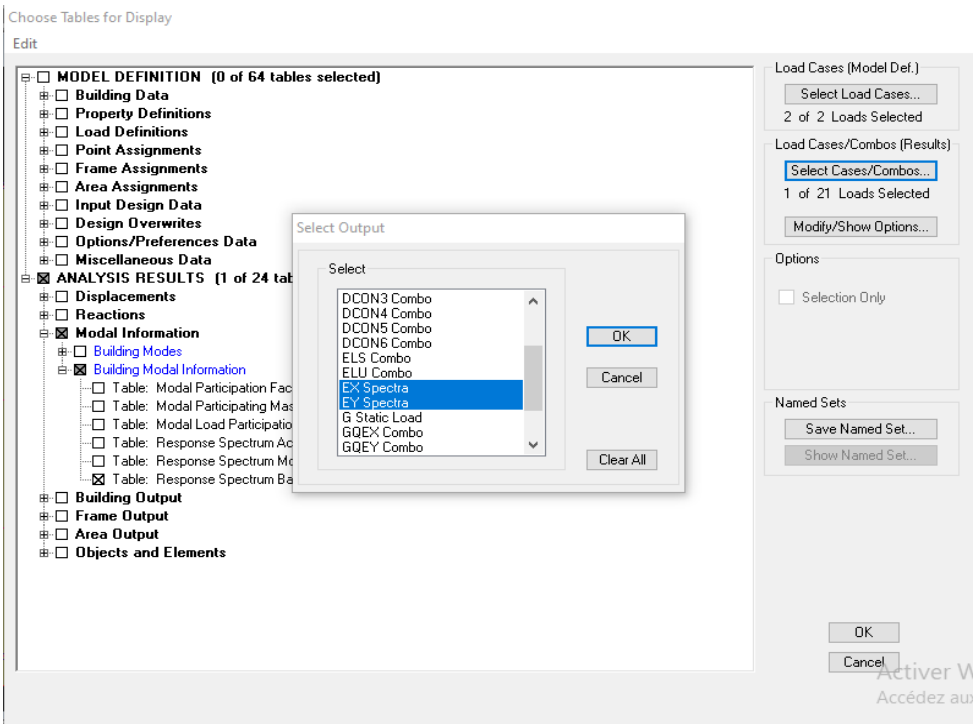
0.8 V_y= 0.8 x 2022,19 =1617,75 KN

- **Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display→show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

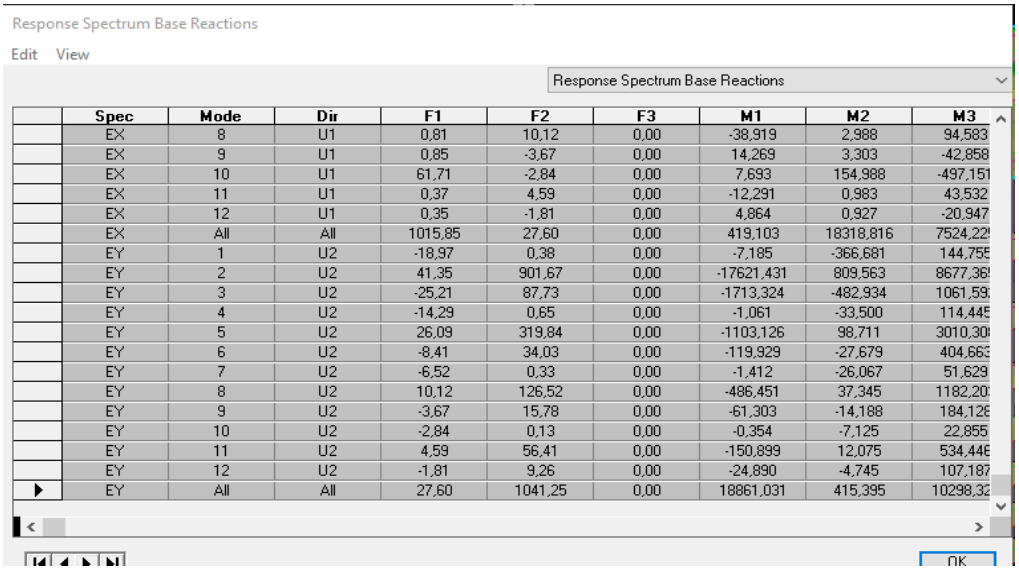


ANALYSISRESULTS→modal Information→building modal information

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/combos…→OK→OK

Les résultats s'afficheront comme suit



Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	8	U1	0,81	10,12	0,00	-38,919	2,988	94,583
EX	9	U1	0,85	-3,67	0,00	14,269	3,303	-42,858
EX	10	U1	61,71	-2,84	0,00	7,693	154,988	-497,151
EX	11	U1	0,37	4,59	0,00	-12,291	0,983	43,532
EX	12	U1	0,35	-1,81	0,00	4,864	0,927	-20,947
EX	All	All	1015,85	27,60	0,00	419,103	18318,816	7524,22
EY	1	U2	-18,97	0,38	0,00	-7,185	-366,681	144,755
EY	2	U2	41,35	901,67	0,00	-17621,431	809,563	8677,36
EY	3	U2	-25,21	87,73	0,00	-1713,324	-482,934	1061,59
EY	4	U2	-14,29	0,65	0,00	-1,061	-33,500	114,445
EY	5	U2	26,09	319,84	0,00	-1103,126	98,711	3010,30
EY	6	U2	-8,41	34,03	0,00	-119,929	-27,679	404,663
EY	7	U2	-6,52	0,33	0,00	-1,412	-26,067	51,629
EY	8	U2	10,12	126,52	0,00	-486,451	37,345	1182,20
EY	9	U2	-3,67	15,78	0,00	-61,303	-14,188	184,128
EY	10	U2	-2,84	0,13	0,00	-0,354	-7,125	22,855
EY	11	U2	4,59	56,41	0,00	-150,899	12,075	534,448
EY	12	U2	-1,81	9,26	0,00	-24,890	-4,745	107,187
EY	All	All	27,60	1041,25	0,00	18861,031	415,395	10298,32

Figure IV-3 : Tableau des efforts

IV.6: Vérification de l'effort sismique dynamique Vd :(ART 4.3.6 ; RPA99/V2003)

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par combinaison des Valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces Sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée : $V_{etabs} \geq 0{,}8\ V_{st.}$

Si $V_{etabs} \leq 0{,}8\ V_{st}$ .Il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse.

$V_{etaps\ X\text{-}X} = F_1 = 1015{,}85KN$

$V_{etaps\ Y\text{-}Y} = F_2 = 1041{,}25KN$

$V_{etaps\ X\text{-}X} = 1015{,}85KN < 0.8\ V_{RPA} = 1617{,}75KN$

$V_{etaps\ Y\text{-}Y} = 1041{,}25KN < 0.8\ V_{RPA} = 1617{,}75KN$

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications :

Sens	V_{st} (KN)	0,8 V_{st} (KN)	V_{etabs} (KN)	$V_{etabs} \geq 0{,}8\ V_{st}$
Suivant X	*2022,19*	*1617,75*	*1015,85*	CNV
Suivant Y	*2022,19*	*1617,75*	*1041,25*	CNV

Tableau V.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

La condition sur l'effort tranchant à la base n'est pas vérifiée.

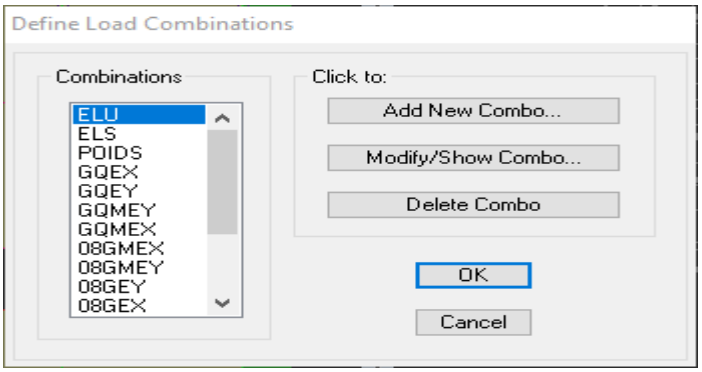
On calcule les coefficients$\alpha_x$et α_y

$$\alpha_x = \frac{0{,}8\ Vrpa}{V} = \frac{1617{,}75}{1015{,}85} = 1{,}59$$

$$\alpha_y = \frac{0{,}8\ Vrpa}{V} = \frac{1617{,}75}{1041{,}25} = 1{,}55$$

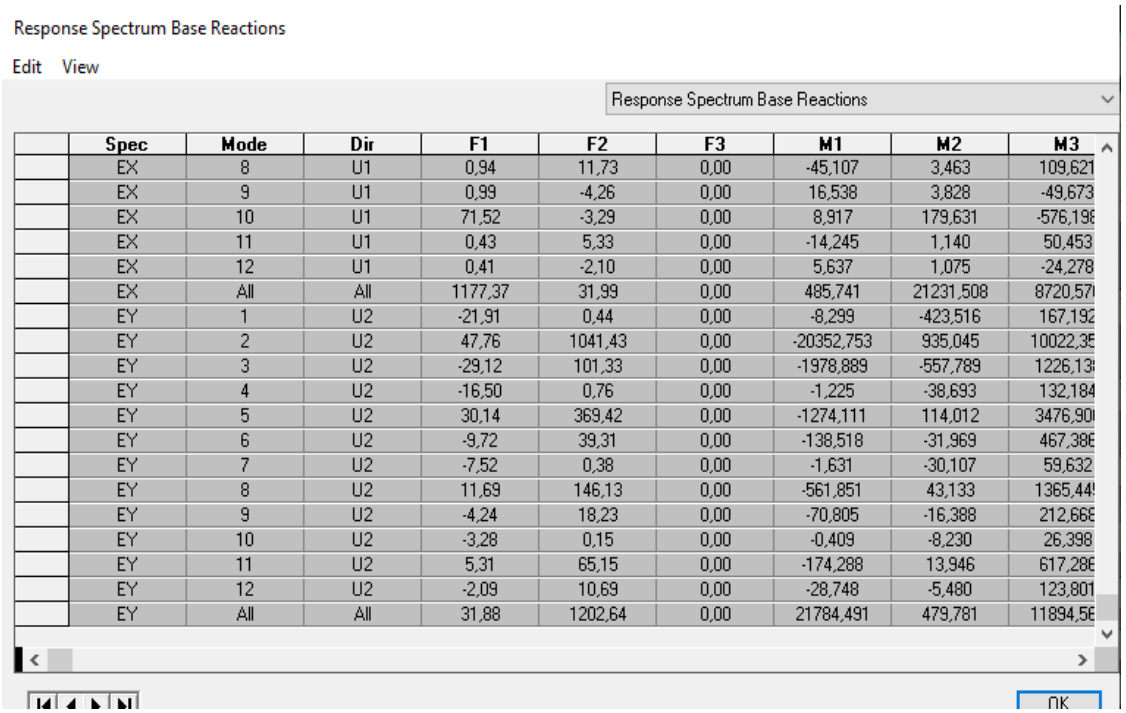
donc on vas introduire tes coefficients $\alpha_x$etα_y dans les combinaison de RPA comme suite :

difine → loade combinations



Pour déterminer les nouvelles valeurs de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les mêmes étapes.

Les résultats s'afficheront comme suit :



Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	8	U1	0,94	11,73	0,00	-45,107	3,463	109,621
	EX	9	U1	0,99	-4,26	0,00	16,538	3,828	-49,673
	EX	10	U1	71,52	-3,29	0,00	8,917	179,631	-576,19
	EX	11	U1	0,43	5,33	0,00	-14,245	1,140	50,453
	EX	12	U1	0,41	-2,10	0,00	5,637	1,075	-24,278
	EX	All	All	1177,37	31,99	0,00	485,741	21231,508	8720,57
	EY	1	U2	-21,91	0,44	0,00	-8,299	-423,516	167,192
	EY	2	U2	47,76	1041,43	0,00	-20352,753	935,045	10022,35
	EY	3	U2	-29,12	101,33	0,00	-1978,889	-557,789	1226,13
	EY	4	U2	-16,50	0,76	0,00	-1,225	-38,693	132,184
	EY	5	U2	30,14	369,42	0,00	-1274,111	114,012	3476,90
	EY	6	U2	-9,72	39,31	0,00	-138,518	-31,969	467,38
	EY	7	U2	-7,52	0,38	0,00	-1,631	-30,107	59,632
	EY	8	U2	11,69	146,13	0,00	-561,851	43,133	1365,44
	EY	9	U2	-4,24	18,23	0,00	-70,805	-16,388	212,66
	EY	10	U2	-3,28	0,15	0,00	-0,409	-8,230	26,398
	EY	11	U2	5,31	65,15	0,00	-174,288	13,946	617,28
	EY	12	U2	-2,09	10,69	0,00	-28,748	-5,480	123,801
	EY	All	All	31,88	1202,64	0,00	21784,491	479,781	11894,56

OK

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications :

Sens	**V_{st} (KN)**	**0,8 V_{st} (KN)**	**V_{etabs} (KN)**	**$V_{etabs} \geq 0{,}8\ V_{st}$**
Suivant X	*2022,19*	*1617,75*	*1716,79*	CV
Suivant Y	*2022,19*	*1617,75*	*1619,15*	CV

Tableau V.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

La condition sur l'effort tranchant à la base est vérifiée.

IV-7. Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs la tér aux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser ***1%*** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K)** de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R \times \delta_{eK}$ ***(formule 4-19 de RPA)***

δ_{ek}: déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ ***(formule 4-20 de RPA 99).***

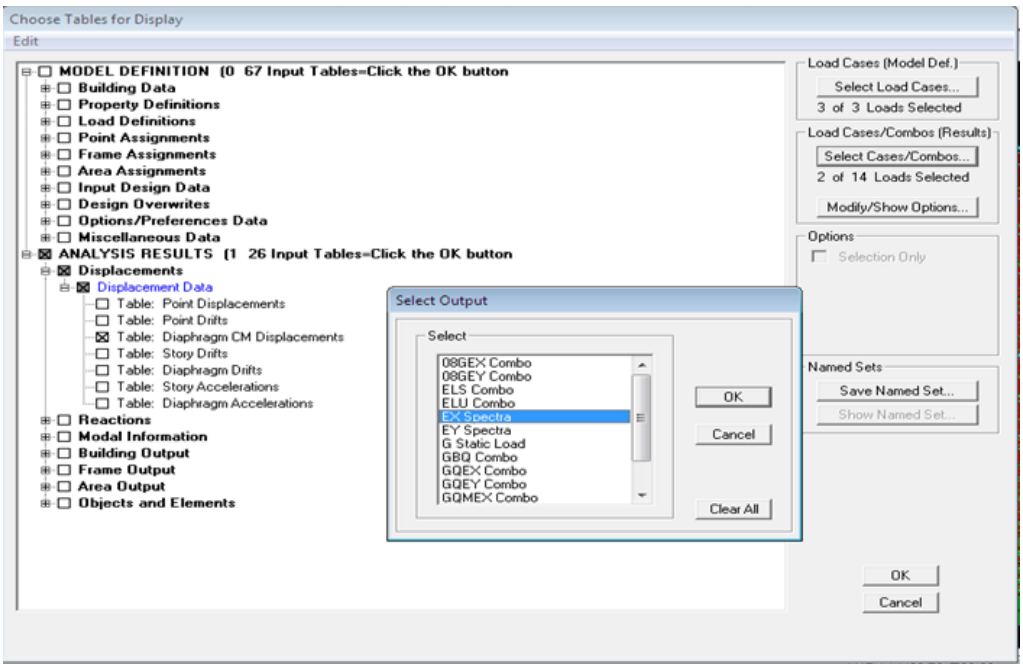
$\Delta_k = \Delta_k \leq 0{,}01\ h_e$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : ***Display →show tables*** puis

ANALYSIS RESULTS→Displacement Data→table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos…→2 fois sur ***OK***



Les mêmes étapes pour la sens transversal, sauf que au lieu de sélectionner la combinaison EX on doit sélectionner EY

Story	Diaphragm	Load	UX
STORY 8	8	EX	0,0089
STORY7	7	EX	0,0079
STORY6	6	EX	0,0069
STORY5	5	EX	0,0058
STORY4	4	EX	0,0045
STORY3	3	EX	0,0033
STORY2	2	EX	0,0020
STORY1	1	EX	0,0009

Story	Diaphragm	Load	UY
STORY 8	8	EY	0,0078
STORY7	7	EY	0,0068
STORY6	6	EY	0,0058
STORY5	5	EY	0,0048
STORY4	4	EY	0,0037
STORY3	3	EY	0,0026
STORY2	2	EY	0,0016
STORY1	1	EY	0,0007

Figure IV.4 : Déplacement maximal selon x-x et y-y.

Sens x-x

Niveau (m)	δ_{ek} (m)	R	δk (m)	Δ_k (m)	1%xh (m)	Obs.
8	0.0089	3,5	0,0312	0,0035	0.0306	vérifiée
7	0.0079	3,5	0,0277	0,0035	0.0306	vérifiée
6	0.0069	3,5	0,0242	0,0039	0.0306	vérifiée
5	0.0058	3,5	0,0203	0,0045	0.0306	vérifiée
4	0.0045	3,5	0,0158	0,0042	0.0306	vérifiée
3	0.0033	3,5	0,0116	0,0046	0.0306	vérifiée
2	0.0020	3,5	0,007	0,0038	0.0306	vérifiée
1	0.0009	3,5	0,0032	0,0032	0.051	vérifiée

Tableau IV.5 : Déplacements relatifs sous l'action Ex .

Sens y-y:

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δk (m)	Δk (m)	1%h (m)	Obs.
8	0,0078	3,5	0,0273	0,0035	0.0306	vérifiée
7	0,0068	3,5	0,0238	0,0035	0.0306	vérifiée
6	0,0058	3,5	0,0203	0,0035	0.0306	vérifiée
5	0,0048	3,5	0,0168	0,00385	0.0306	vérifiée
4	0,0037	3,5	0,01295	0,00385	0.0306	vérifiée
3	0,0026	3,5	0,0091	0,0035	0.0306	vérifiée
2	0,0016	3,5	0,0056	0,00315	0.0306	vérifiée
1	0,0007	3,5	0,00245	0,00245	0.051	vérifiée

Tableau IV.6 : Déplacements relatifs sous l'action Ey.

Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{Max} = \leq f = \frac{h_t}{500}$$

Avec : f : la flèche admissible.

h_t : la hauteur totale du bâtiment.

- **Suivant E_X :**

$\delta_{Max} = 0.0312$ m $\leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{26,52}{500} = 0.05304$ m **Condition vérifiée.**

- **Suivant E_Y :**

$\delta_{Max} = 0.0273$ m $\leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{26.52}{500} = 0.05204$ m **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux direction sont vérifiés.

V-65Vérification de l'effet P-Delta:

L'effet P-Delta est un effet de second ordre(Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- •La valeur de la force axiale appliquée.
- •La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- •La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de la structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée «négligeable» et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta:

•**Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dansson ensemble.

•**Le petit effet P-δ :** Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux de la structure:

$\theta_k = P_K \Delta_K / V_K h_K < 0.1$ tel que :

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{eme} ordreont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteurégaleà$1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$\boldsymbol{P_K}$:poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$\boldsymbol{V_K}$:effort tranchant d'étage au niveau«K».

$\Delta_{\boldsymbol{K}}$:déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau«K-1».

$\boldsymbol{h_K}$:hauteur de l'étage«K».

- L'évaluation de cet effet du 2^{eme} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y)est résumée dans le tableau ci-après

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		Sens x-x			**Sens y-y**		
Niveau	**P(KN)**	$\Delta_K(\mu)$	$V_K \times h_K$	θ_Ξ	$\Delta_K(\mu)$	$V_K \times H_K$	θ_Ψ
STORY 8	2475,78	0,0035	772,0137	0,01122419	0,0035	805,2528	0,01076088
STORY7	5611,39	0,0035	1346,981	0,01458065	0,0035	1399,705	0,01403143
STORY6	8746,99	0,0039	1785,265	0,01910823	0,0035	1847,72	0,01656878
STORY5	11956,17	0,0045	2149,038	0,02503574	0,00385	2217,704	0,02075627
STORY4	15165,35	0,0042	2461,342	0,02587794	0,00385	2534,2	0,02303946
STORY3	18374,53	0,0046	2728,143	0,03098182	0,0035	2803,205	0,0229419
STORY2	21583,71	0,0038	2945,434	0,02784584	0,00315	3022,087	0,02249726
STORY1	24799,64	0,0032	5180,835	0,01531777	0,00245	5310,375	0,01144159

Tableau : IV.7 : Vérification de l'effet P-Delta.

D'après le tableau l'effet P-Delta peut être négligé.

V-6-6Vérificationdel'effort normal réduit dans les poteaux :

On doit vérifier la condition suivante:

$$v = \frac{N_d}{B.f_{c28}} \leq 0{,}3.$$

Avec:

N_d:Effort normal sismique.

B:Sectiontransversaledupoteauconsidéré.

-Les valeurs obtenues après calculs ont données dans le tableau ci-dessous

TableauIV-7:Résumé de calcul du paramètre υ.

Etage consider	$N_d(N)$	$B(mm^2)$	$Fc28(N/mm^2)$	$\upsilon < 0,3$	Observation
POT45X45	1085870	202500	25	0.214	**Verifier**
POT40X40	929710	160000	25	0.232	**verifier**
POT35X35	256810	122500	25	0.084	**verifier**

- **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que:

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.

- L'effort tranchant à la base est vérifié.

- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effet P-Delta est vérifié
- La condition de L'effort normal réduit dans les poteaux est également vérifier

La modélisation de la structure avec ETABS présente toutes les caractéristiques recommandées parles règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailler les différents éléments structuraux.

V.1 Ferraillage des poteaux :

V.1.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.
Chaque poteau est soumis a un effort N et à un moment fléchissant M, qui sont extraits à partir des résultats du logiciel ETABS (V9.6), ils sont donc calculés en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

- Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1.35G+1.5Q → à l'ELU.
G+Q → à l'ELS
G+Q±E → RPA99 révisée 2003.
0.8G±E →RPA99 révisée 2003.

V.1.2.Recommandations du RPA :

Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm.**
- La longueur minimale de recouvrement est de $\mathbf{40\Phi_L}$ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm en zone IIa**
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.

Pourcentage total minimum :
Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.8%** de la section du béton **(0.8% bh)** :

Pourcentage total maximum :
Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

Section des poteaux	Pourcentage minimal A_{min}=0,008×b×h (cm^2)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement A_{max}=0,06×b×h (cm^2)	Zone courante A_{max}=0,04×b×h (cm^2)
Poteaux (45x45)	16.2	121.5	81
Poteaux (40.x40)	12.8	96	64
Poteaux (35x35)	9.8	73.5	49

Tableau V.1.1 : la section minimale et maximale d'armatures.

V.1.3.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $\mathbf{e_u = \frac{M_u}{N_u}}$

a- Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

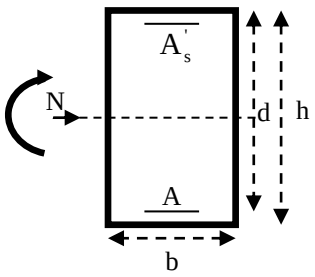
$$\mathbf{e_u = \frac{M_u}{N_u} > (\frac{h}{2} - c)}$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$\mathbf{e_u = \frac{M_u}{N_u} < (\frac{h}{2} - c)}$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$\mathbf{N_u (d\text{-}c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}}$$



Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$\mathbf{M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c)}$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \qquad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

- **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ ⟶ la section est simplement armée. (A'=0)

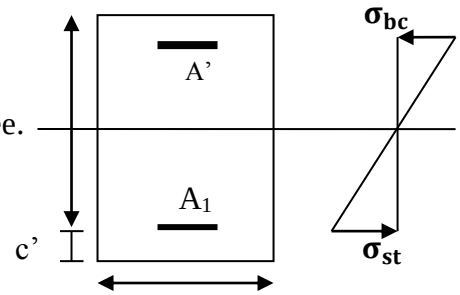
- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- **2ème cas :**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$⟶ la section est doublement armée. (A'≠0)

On Calcul: $M_r = \mu_1 . bd^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r **:** moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta\, d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c').\sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c').\sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

b- Section entièrement comprimée (SEC) :

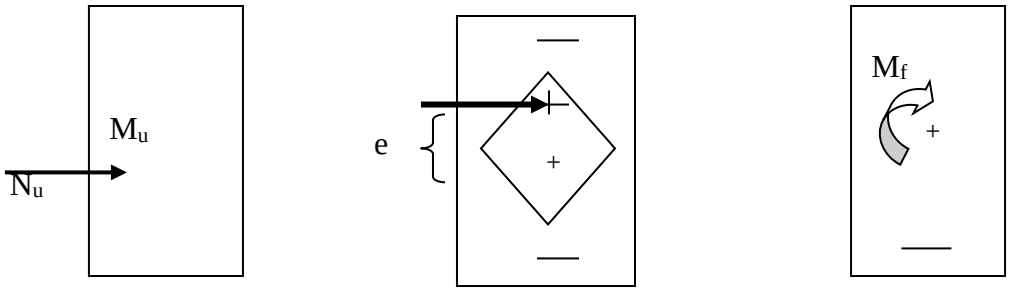
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81 c) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

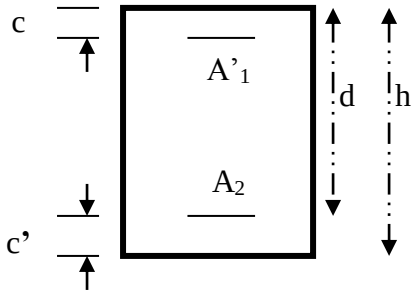
Deux cas peuvent se présenter



- **1er cas :**

Si $N_u(d-c')-M_f \geq (0.5-\frac{c'}{h})\, bh^2 f_{bc}$ ⟶ la section est doublement armée

$A_2 > 0$ et $A_1' > 0$



La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_{f(d-0.5h)\, bh.f_{bc}}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

- **2eme cas :**

Si $N_u\,(d-c')-M_f < (0.5-\frac{c}{h})\, bh^2 f_{bc}$ ⟶ la section est Simplement armée

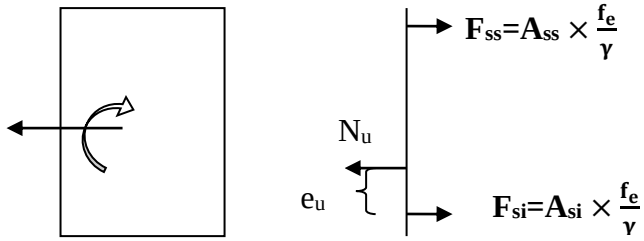
$A_2 > 0$ et $A_1' = 0$

$$A_2 = \frac{N-\Psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \qquad \text{avec :} \qquad \Psi = \frac{0.3571+\frac{N(d-c')-M_f}{bh^2.f_{bc}}}{0.8571-\frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq (\frac{h}{2} - c)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2}-c+e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = (\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}) \end{cases}$$



Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ **= 348 Mpa**

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B\, f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul.
σ_s**:** Contrainte de l'acier.

V.1.4.Exemple de calcul a l'ELU

Pour les poteaux (45×45) : N_u = -1462,07kN ; M_u = 4,236kN.m

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4,236}{1462,07} = 0.002897m$$

$$e_u = 0{,}2897\ cm < \frac{h}{2} - c = \frac{45}{2} - 3 = 19.5cm$$

$$N_u.(d-c') - M_f \rangle \left(0.337 - 0.81.\frac{c'}{h}\right).b.h^2.f_{bc}$$

On a :

$$N_u\,(d-c) - M_F = 1462{,}07(0.42 - 0.03) - 289{,}339 = 280{,}868KN$$

Avec : $M_f = M_u + N_u(h/2 - c) = 289{,}339KN.m$

$$et:\ (0.337h - 0.81c')bhf_{bc}$$
$$= (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.03) \times 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3$$
$$= 366.2KN.m$$

$$N_U\ (d-c) - Mf = 280{,}868KN.m < (0.337h - 0.81c')bhf_{bc} = 366.2KN.m$$
$$\rightarrow \quad SPC$$

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2fbc} = \frac{289{,}339\times10^3}{45\times42^2\times14{,}2} = 0{,}256$$

$\mu = 0{,}256 < \mu_l = 0{,}392$ donc la section est simplement armée (SSA)

On détermine β du tableau : $\mu = 0{,}256\ \ d'ou\ \ \beta = 0{,}849$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d\sigma st} = \frac{289{,}339\times10^3}{0{,}849\times42\times348} = 23{,}32cm^2 \qquad A' = 0$$

La section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{Nu}{\sigma st} = 23{,}32 - \frac{1462{,}07}{34{,}8} = -18{,}69cm^2$

$A_{st} \geq \max(\frac{bh}{1000}; 0{,}23bh\frac{ft28}{fe}) \longrightarrow$ **A_{st}= 2,45 cm^2**

Calcul du ferraillage des poteaux:

Niveau	potea u	N	M	OBS	As' (cm^2)	As (cm^2)	Amin (cm^2)	A adopter (cm^2)	Ferraillage
DRC	45x45	N_{min}=-163,2	M_{cor}=-0,397	SEC	0	0	16,2	16,08	4HA16+4HA16
		N_{max}=-1462,07	M_{cor}=4,236	SEC	0	0			
		N_{cor}=-923,78	M_{max}=14,385	SEC	0	0			
$1^{éme}$,$2^{éme}$,$3^{éme}$, $4^{éme}$ et5^{eme}	40x40	N_{min}=-45,31	M_{cor}=-0,216	SEC	0	0	12,8	14 ,19	4HA16+4HA14
		N_{max}=-1248,71	M_{cor}=13,16	SEC	0	0			
		N_{cor}=-297,18	M_{max}=33,422	SPC	0	5.58			
$6^{éme}$,$7^{éme}$	35x35	N_{min}=5,29	$M_{cor,}$=-0,223	SEC	0	0	9,8	12,30	4HA14+4HA14
		N_{max}=-342,82	M_{cor}=6,915	SEC	0	0			
		N_{cor}=-97,52	M_{max}=34,859	SPC	0	6.04			

Tableau V.1.2 : ferraillage des poteaux

V.1.4.1. Vérifications à l'ELU :

Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \longrightarrow \emptyset_t = \mathbf{8\ mm}$$

$\emptyset_t$: Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en ϕ8.
Soit (A_t = 2,01 cm^2).

Espacement des armatures transversales :

❖ **Selon le BAEL 91** **(Art** A8.1.3)

$$S_t \leq \min\left\{15\phi_l^{min}; 40cm; (a+10)cm\right\}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40cm; (35+10)cm\}$$
$$S_t \leq 18cm \qquad \text{Soit : } S_t = 15\ cm$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003** **(**Art 7.4.2.2)

➢ En zone courante :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l^{min}\right\} = \min\left\{\frac{35}{2}; \frac{35}{2}; 10 \times 1.2\right\}$$
$$S_t \leq \min\{17.5; 17.5; 12\} = 12cm$$

$S_t \leq 12cm$ soit : $S_t = 10cm$

➢ En zone nodal :

$S_t \leq 10\ cm$ soit: $S_t = 8\ cm$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$……$A_t^{min} = 0.3\%\ S_t . b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$……$A_t^{min} = 0.8\ \%\ S_t . b_1$

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considèreé.

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**.**

$\rho_a = 2{,}5 \longrightarrow \lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3{,}75 \longrightarrow \lambda_g < 5$

❖ **Poteaux (45 x 45)**

✓ **RDC :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 5{,}1}{0{,}45} = 8{,}01 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 8 \times 45 = 1.08\ cm^2 \leq 2.01 cm^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35\ cm^2 \leq 2.01 cm^2$ CV

❖ **Poteaux (40 x40) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3,06}{0.4} = 5,4 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 8 \times 40 = 0,96\ cm^2 \leq 2.01 cm^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1,2\ cm^2 \leq 2.01 cm^2$ CV

❖ **Poteaux (35 x35) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3,06}{0.35} = 6,18 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 8 \times 35 = 0.84\ cm^2 \leq 2.01 cm^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 cm^2 \leq 2.01 cm^2$ CV

❖ **Conclusion :**

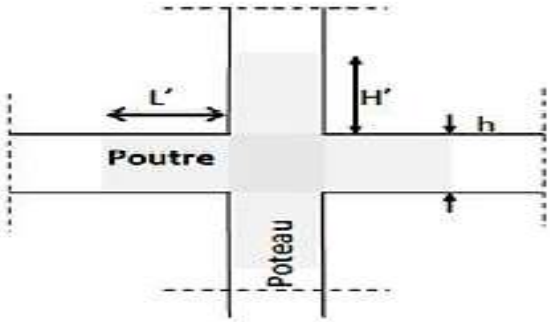
les armatures transversales des poteaux seront composées de 2 cadres Φ8 A_t=2,01cm^2,avec un espacement de 8 cm en zone nodale et 10cm en zone courante.

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

h'= Max (he/6;b_1;h_1;60) **(Art.7.4.2.1)**

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre principale



	H	h'
Poteaux (45 x 45)	**5,10**	**h'= Max ($\frac{510-40}{6}$; 45;45;60) =78cm**
Poteaux (40x 40)	**3,06**	**h'= Max ($\frac{306-40}{6}$; 40;40;60) =45cm**
Poteaux (35x 35)	**3,06**	**h'= Max ($\frac{306-40}{6}$; 35;35;60) =45cm**

Tableau V.1.3 : détermination de la zone nodal.

Longueur de recouvrement (RPA article7.4.2.1)

: $L_r = 40\Phi$

Ø16 ⟶ $L_r = 40 \times 1.6 = 64$ cm

Ø14 ⟶ $L_r = 40 \times 1.4 = 56$ cm

Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2)

contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec : $\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \overline{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \overline{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$

Poteau	H_e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\overline{\tau}_{bu}$	condition
45x45	3	45	42	2,84	8,01	0.075	0.015	1,875	CV
40x40	3	40	37	8,41	5,4	0075	0,056	1,875	CV
35x35	3	35	32	4,59	6,18	0.075	0.041	1.875	CV

Tableau V.1.4 : Vérification au cisaillement

V.1.4.2. Vérifications à l'ELS :

A ; Condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivants :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	$e_{s(cm)}$	A_{min} (cm^2)	A adopter (cm^2)	OBS
RDC	N_{min}=-223,81	M_{cor}=-0,58	0,25	5,6	16,08	CV
	N_{max}= 1062,53	M_{cor}=3,075	0,29	5,61		CV
	N_{cor}=-672,3	M_{max}=10,426	1,55	6,28		CV
1ér ,2éme,3ém,4éme et 5éme	N_{min}=-63,6	M_{cor}=-0,322	0,5	4,49	14,19	CV
	N_{max}= -907,43	M_{cor}=9,544	1,05	4,75		CV
	N_{cor}=-216,52	M_{max}=24,24	11,19	0		CV
6éme et 7éme	N_{min}=-7,63	M_{cor}=-0,321	4,2	7,8	10,67	CV
	N_{max}= -249,92	M_{cor}=5,023	2	4,22		CV
	N_{cor}=-71,46	M_{max}=25,357	35,4	0,98		CV

Tableau V.1.5: Vérification de la non fragilité

B. Vérification des contraintes a l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348\ Mpa} \\ \boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $\mathbf{e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6}} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $\mathbf{e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6}} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcule l'airede la section homogène totale : $\mathbf{S = bh + 15(A_s + A'_s)}$
- On détermine la position du centre de gravité

$$\mathbf{X_G = 15\frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$\mathbf{I = \frac{bh^3}{12} + b\,h\,X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]}$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\boldsymbol{\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$\mathbf{y_1 = y_2 + L_C}$$

Avec :

$\mathbf{y_1}$ **:** la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.
$\mathbf{y_2}$ **:** la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.
$\mathbf{L_C}$ **:** la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$\mathbf{y_2}$ **:** est à déterminer par l'équation suivante : $\mathbf{y_2^3 + p\,y_2 + q = 0}$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{L_C = \frac{h}{2} + C_S} \\ \mathbf{P = -3L_C^2 - \frac{90\,A'_S}{b}(L_C - c') + \frac{90A_S}{b}(d - L_C)} \\ \mathbf{q = -2L_C^3 - \frac{90\,A'_S}{b}(L_C - c')^2 + \frac{90A_S}{b}(d - L_C)} \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcule : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5\,(\sqrt{\Delta} - q)\,,\quad u = t^{\frac{1}{3}}\,,\quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a\cos(\frac{\varphi}{3}) \\ y_2^2 = a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) \\ y_2^3 = a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) \end{cases}$$

Avec : $\cos\varphi = \frac{3q}{2q}\sqrt{\frac{3}{|P|}}$ et $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15\,[A_S\,(d - y_1)^2 + A'_S\,(y_1 + c')^2]$$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_S}{I} Y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.
σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.
σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.
σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant**:**
fait avec le logicielle socotec

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{s}$ (MPa)	OBS
RDC	N_{min}=-223,81	M_{cor}=-0,58	1,05	15,7	0,99	14,9	15	348	CV
	N_{max}= -1062,53	M_{cor}=3,075	5,02	75	4,68	70	15	348	CV
	N_{cor}=-672,3	M_{max}=10,426	3,65	53,6	2,49	38,5	15	348	CV
1ér ,2éme ,3éme et 4éme, 5éme,6éme	N_{min}=-63,6	M_{cor}=-0,322	0,39	5,84	0,34	5,19	15	348	CV
	N_{max}= -907,43	M_{cor}=9,544	6,01	88,4	4,49	69	15	348	CV
	N_{cor}=-216,52	M_{max}=24,24	3,35	45,2	0	-11,4	15	348	CV
7éme et 8éme	N_{min}=-7,63	M_{cor}=-0,321	0,1	0,34	0,02	0,39	15	348	CV
	N_{max}= -249,92	M_{cor}=5,023	2,49	35,8	1,29	20,8	15	348	CV
	N_{cor}=-71,46	M_{max}=25,357	5,6	60,2	0	-165,7	15	348	CV

Tableau V.1.6 : vérifications à l'ELS

V.1.5.Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

	Armatures longitudinale	**Armatures transversale**
Poteaux(45x45)	**4HA16+4HA16=16,08 cm^2**	**4HA8 =2,01cm^2**
Poteaux(40x40)	**4HA16+4HA14=14,19 cm^2**	**4HA8 =2,01cm^2**
Poteaux(35x35)	**4HA14+4HA14= 12,30 cm^2**	**4HA8 =2,01cm^2**

V.2. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les combinaisons de calcul :

1.35G + 1.5Q : à L'ELU.
G + Q : à L'ELS.
G + Q ± E : RPA99 révisé 2003.
0.8G ± E : RPA99 révisé 2003.

V.2.1. Recommandations du RPA :

Armatures longitudinales: (R.P.A Art.7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

$$A_{min} = 0.5\%\ b\ h$$

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$A_{max}=4\%b\ h$ en zone courante.
$A_{max}=6\%\ b\ h$ en zone de recouvrement.

		Zone courante	Zone de recouvrement
	$A_{min=}0.5\%$ b h	$A_{max=}4\%$ b h	$A_{max=}6\%$ b h)
Poutres principales(30x40)	**6**	**48**	**72**
Poutres secondaires(30x35)	**5.25**	**42**	**63**

Tableau V.2.1 : la section minimal et maximal d'armature.

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Armatures transversales : Art (7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0.003 \times S \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Stmax = min (h/4, 12 Φ) En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

Stmax = h/2 En zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

Φ **:** Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

V.2.2. Etapes de calcul de ferraillage :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} \qquad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Pour feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

- **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ ⟶ la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

Section d'acier tendue : $A_{ST} = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_s}$

- **2ème cas :**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ ⟶ la section est doublement armée.

On Calcul: $M_r = \mu_1 . bd^2 f_{bc}$

$\Delta M = M_u - M_r$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_r}{\beta\, d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c').\sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c').\sigma_s} \end{cases}$$

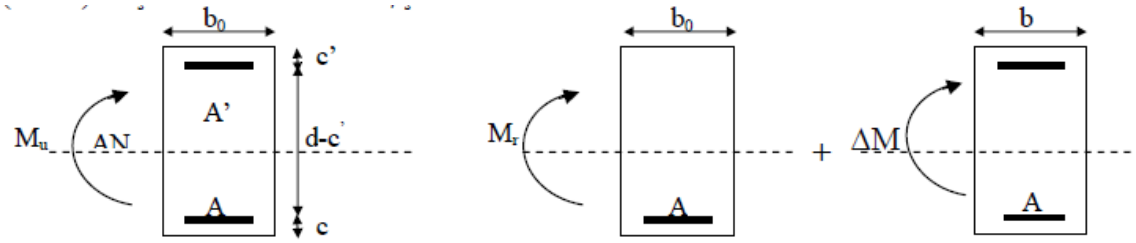


Figure VI.2.1 : Section rectangulaire doublement armée.

V.2.3. Ferraillage des poutres :

Apres avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailler avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferraillage. (même ferraillage pour tous les étages)

Poutre principal :

En travée :

M_u(KN.m)	μ	OBS	β	A_S (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Ferraillage	A adopter (cm^2)
43 ,661	0,073	SSA	0,962	3,48	6	3HA14	4,62

Tableau V.2.2 : Ferraillage des poutres principals en travée.

En appuis :

M_u(KN.m)	μ	OBS	β	A_S (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Ferraillage	A adopter (cm^2)
75,641	0,126	SSA	0.932	6,22	6	3HA12+3HA12	6,78

Tableau V.2.3 : Ferraillage des poutres principals en appuis.

Poutre secondaire :

En travée

M_u(KN.m)	μ	OBS	β	A_S (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Ferraillage	A adopter (cm^2)
27,562	0,062	SSA	0,968	2,52	5,25	3HA12	3,39

Tableau V.2.4 : Ferraillage des poutres secondaires en travée.

En appuis :

M_u(KN.m)	μ	OBS	β	A_S (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Ferraillage	A adopter (cm^2)
43,464	0,096	SSA	0.949	4,05	5.25	3HA14	4,62

Tableau V.2.5 : Ferraillage des poutres secondaires en appuis.

V. 2.4. Vérifications à L'ELU :

a. Condition de non fragilité(A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$$\mathbf{A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}}$$

- Poutres principales : $\mathbf{A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \times 35 \times 37{,}2 \times 2.1}{400} = 1.37\ cm^2}$

Condition vérifiée.

- Poutres secondaire : $\mathbf{A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32{,}5 \times 2.1}{400} = 1.17\ cm^2}$

Condition vérifiée.

b. Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

- $\tau_u = \frac{T_{max}}{b\,d}$ **Avec : T_{max} :** effort tranchant.
- $\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right\}$ fissurations peu nuisibles.

  $\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20\frac{25}{1.5}\ ; 5\ MPa\right\} = \bar{\tau}_u = \min\{3.33\ MPa\ ; 5\ MPa\} = 3.33MPa$

- Poutre principales : $\frac{93{,}71x10^3}{350\,x\,375} = 0{,}71MPa < 3.33\ MPa$

  Condition vérifiée.
- Poutre secondaire : $\frac{40{,}31x10^3}{300x\,325} = 0{,}413MPa < 3.33\ MPa$

  Condition vérifiée.

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99) :

$$T_{max} \leq 0.4\frac{f_{c28}}{\gamma_b}0{,}9d.b$$

- Poutre principales : $T_{max} \leq 0.4x\frac{25}{1.5}x0.9\ x\ 35\ x\ 37{,}5\ x10^{-1} = 787{,}5KN$

  Condition vérifiée.
- Poutre secondaire : $T_{max} \leq 0.4x\frac{25}{1.5} \times 0.9\ x\ 30\ x\ 32{,}5\ x10^{-1} = 585\ KN$

  Condition vérifiée.

d. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

- **Appuis de rive : (Article 5.1.31 / 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 T_u

$A_{adop} > A_{st\ a\ ancrée} = \frac{1{,}15T_u}{f_e}$

- **Poutres principales :**

$A_{ancré} = \frac{1{,}15x93{,}71}{400} = 0{,}269\ cm^2 < A_{adop}$

- **Poutres secondaires :**

$A_{ancré} = \frac{1{,}15x40{,}31}{400} = 0{,}115 cm^2 < A_{adop}$

- **Appuis intermédiaire : (Article 5.1, 32 / BAEL91)**

Sur un appui intermédiaire d'une poutre continue, on vérifie pour chacune des travées adjacentes la condition suivant :

$$\frac{2\,T_u}{b\ 0{,}9\ d} \leq \frac{0{,}8 f_{t28}}{\gamma_b} = 13{,}33 \text{MPA}$$

- **Poutres principales :**

$$\frac{2x\ 93{,}71x10}{350x0{,}9x37{,}5} = 0{,}071 \text{ MPA} < 13{,}33 \text{ MPA}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\frac{2x\ 40{,}31x10}{300x0{,}9x32{,}5} = 0{,}041 \text{ MPA} < 13{,}33 \text{ MPA}$$

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99) :

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

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

Avec : ψ_s :Coefficient de scellement**,** ψ_s **= 1.5** (Pour les Aciers HA).

$\bar{\tau}_{se}$ **= 1.5 x2.1 = 3.15 MPa**

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9\ d\ \Sigma\ \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$\sum u_i = n\pi\phi$, **n :** nombre de barres.

Poutre principales : $\sum u_i$ **=3x3.14x1,4 + 3 x3.14x 1,2 = 24,492**

$$\tau_u = \frac{93{,}71}{0.9\ x\ 37{,}5\ x\ 24{,}492} \text{ x 10 = 1.13 MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Poutre secondaire : $\sum u_i$ **=3x3.14x1.2 + 3 x3.14x 1,2 = 22,608**

$$\tau_u = \frac{40{,}31}{0.9\ x\ 32{,}5\ x\ 22{,}608} \text{ x 10 = 0.609 MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

f. Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

$$L_s = \frac{\phi\ f_e}{4\ \bar{\tau}_s}$$

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

- **Condition d'équilibre :**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur fixée à **:**

- Pour les T12 : ls = 42.32cm.
- Pour les T14 : ls = 49.38cm.

Les règles du (BAEL99 Art A.6.1)) admettent que l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0.4 ls, pour les aciers HA.

- Pour les Φ12 : la = 16.928cm.
- Pour les Φ14 : la = 19.752cm.

g. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_l\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{40}{35} ; \frac{35}{10} ; 1.4\right) = (1.14 ; 3{,}5 ; 1.4) = 1.14\text{cm}$$

Soit : $\emptyset_t = 8\ \text{mm}$

La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\emptyset_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01\ \text{cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier A_t **=4HA8 = 2 .01 cm²**

Espacement des armatures transversales :

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99:

$$S_t = (0.9\,d ; 40\ \text{cm})$$

- Poutre principales : $S_t = (0.9 \times 37{,}5 ; 40\ \text{cm}) = (33{,}75 ; 40\text{cm}) = 33{,}75\text{cm}$

Soit S_t = 25 cm

- Poutre secondaire :
- $S_t = (0.9 \times 32{,}5 ; 40\ \text{cm}) = (34.2 ; 40\text{cm}) = 29.7\text{cm}$

Soit : S_t = 25 cm

D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)

Zone nodal : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_l, 30\ \text{cm}\right)$

- Poutre principal :

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30\ \text{cm}\right) = (10 ; 14{,}4 ; 30) = 10\ \text{cm}$$

Soit : S_t = 8 cm

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4} ; 12x\,1.2; 30\ cm\right) = (8.75 ; 14,4; 30) = 8.75\ cm$$

Soit : S_t = 8 cm

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutre principals :

$S_t \leq \frac{40}{2} = 20\ cm$ **Soit : S_t = 15cm**

Poutre secondaires :

$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5\ cm$ **Soit : S_t = 15cm**

Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_{t=2,01} \geq A_{tmin=}3\%\ S_t\ b$$

Poutre principals : $A_t = 2.01\ cm^2 \geq 0.003\ x\ 15\ x\ 35 = 1.57 cm^2$
Poutre secondaires : $A_t = 2.01\ cm^2 \geq 0.003\ x\ 15\ x\ 30 = 1.35 cm^2$

Délimitation de la zone nodale :
Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L'est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutre principal : **L'=2 x40 = 80 cm**
- Poutre secondaire : **L'=2 x35 = 70 cm**

V. 2.5. Vérifications à L'ELS :

a. **Etat limite d'ouverture des fissurations** (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :
La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. **Etat limite de compression du béton :**

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

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6\ x\ f_{c28} = 0.6\ x\ 25 = 15\ MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1}\ x\ \sigma_{st}$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}}$ **et** $\rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d}$

A_s **:**les armatures adoptées a L'ELU

Poutre principal : **(35 x 40)**

En Travée :

M_s (KN.m)	A_s (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
31,862	4,62	0,352	0.892	31,30	140,5	4,49	15	CV

Tableau V.2.6 : Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PP.

En appuis :

M_s (KN.m)	A_s (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
54,637	6,78	0,516	0.885	28,36	205,53	7,24	15	CV

Tableau V.2.7 : Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PP.

Poutre secondaire : **(30 x 35)**

En Travée :

M_s (KN.m)	A_s (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
20,091	3,39	0.347	0.879	26,2	103,72	3,43	15	CV

Tableau V.2.8 : Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PS.

En appuis :

M_s (KN.m)	A_s (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
31,698	4,62	0,352	0.879	26,2	163,65	6,25	15	CV

Tableau V.2.9 : Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PS.

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.

$$f < \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0.9\text{cm}$$

$$f < \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76\text{cm}$$

f: La valeur de la flèche trouvée par ETABS

- Poutre principal :

$f = 0.095cm =< \overline{f} = 0.9$ cm **Condition vérifiée.**

- Poutre principal :

$f = 0.069cm =< \overline{f} = 0.76$ cm **Condition vérifiée.**

V.3 Ferraillage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

V.3.1 Combinaison d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre Sont données ci-dessous :

1,35G+1,5Q ….. L'ELU
G+Q ……L'ELS
} **BAEL 91**

G + Q ±E
0,8 G ± E
} **RPA99/ Version 2003**

V.3.2 Ferraillage des voiles

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montage.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 3 zones :

-Zone I :RDC
-Zone II : $\mathbf{1^{er}}$.au 5^{eme}étage
-Zone III :6^{eme}au7^{eme} étage.

V.3.3 Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

V.3.4 Exposé de la méthode

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de **RDM.** Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables**(N)**et **(M).**

a-Calcul des contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier $\Longrightarrow V = V' = L_{voile}/2$

Avec : B= L.e

B : section de béton

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

$V = V' = \frac{L}{2}$

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

I :Moment d'inertie du voile

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile

$$L_t = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{min} - \sigma_{max}} \times L_{voile}$$

L_t : Longueur de la zone tendue.

b-Calcul des efforts normaux :

$$N_T = \frac{L_t \text{x } \sigma_{max} \text{x } e_{voile}}{2}$$

c-Armatures verticales :(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%**
- **La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à0, 20% de la section horizontale du béton tendu.**

$A_{min} \geq A = 0.002B$ ***(RPA version 2003 Art 7.7.4.1)***

$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ ***(BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1)***

Avec : B : section du béton tendue

- **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.**
- **Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).**
- **A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile . Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.**

d-Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 ∅ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$$\left.\begin{array}{l} A_H \geq 0{,}15\%\ B \ \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0{,}10\%\ B \ \text{En zone courante} \end{array}\right\} \ \boldsymbol{Art\ 7.7.4.3\ RPA99/Version2003}.$$

e-Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article ***7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.***

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par *(04)* épingles au mètre carré.

f- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1{,}1\frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1{,}4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

g- Les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est ≥ **4HA10** ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

h-Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq min\{1.5e.30cm\}$$

Avec : e=20cm : épaisseur du voile.

St ≤ 1. 5e

St ≤ 30cm

Dans notre cas :

St ≤ min {30; 30cm} ⟹**St ≤ 30cm**

i-Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- *40* ∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- *20*∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

j-Diamètre maximal :

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.

k-Pourcentage minimal des armatures :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.

- 0,10% en zone courant

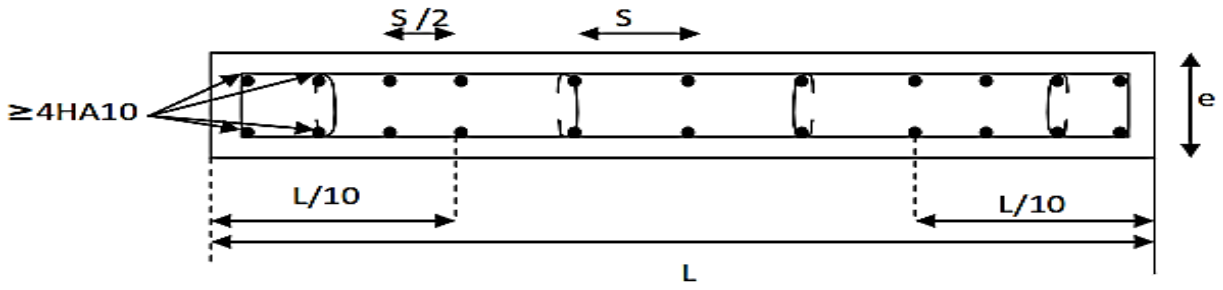


Figure V.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.3.5Vérification à L'ELS

1- Contrainte du béton à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t\,max}}{B + 15A_{vadp}}$$

Avec :

$N_{t\,max}$: effort normal max appliqué

B : section de béton

A_{vadp} : section d'armatures adoptée

2- Contrainte de cisaillement :

- ✓ ***D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :***

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2 \times f_{c28} = 5 Mpa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \text{ x } V_u}{L \text{ x } e \text{ x } 0.9}$$

L : Longueur du voile
e : épaisseur du voile

- ✓ ***D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).***

Il faut vérifier que :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \text{ x } e \text{ x } 0.9}$$

Avec

τ_u: la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b}\right); 4\ MPa\right)$

$$\bar{\tau}_u = 3.26\ MPa$$

Exemple de calcul de voile:

1- Caractéristiques géométriques :

Zone I:

L = 2.00 m , e = 0,20 m , B =0.4 m^2 , I =0.133 m^4

V = V́ = $\frac{L}{2}$= 1 m.

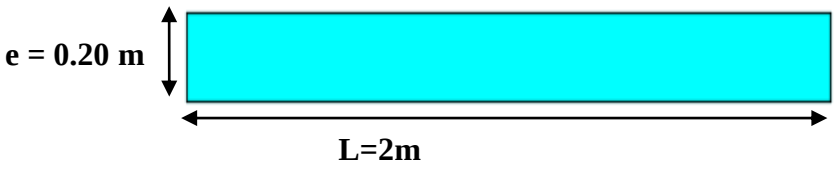


Figure V.2 : Coupe du voile longitudinale

2- Sollicitation de calcul :

$$N_{max} = -30{,}32 KN \quad M_{corr} = 12{,}353 KN.m \quad T_{corr} = 7{,}39\ KN$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-30{,}32}{0.4} + \frac{12{,}353 \text{ x } 1}{0.133} = 17{,}08\ KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V́}{I} = \frac{-30{,}32}{0.4} - \frac{12{,}353 \text{x } 1}{0.133} = -168{,}45\ KN/m^2$$

3- Calcul de L_t :

$$L_t = \frac{L \text{ x } \sigma_{min}}{\sigma_{min} - \sigma_{max}} = \frac{2 \times -168{,}45}{-168{,}45 - 17{,}08} = 1{,}82\ m$$

4- Détermination des efforts normaux :

$$N_t = \frac{L_t \text{ x } \sigma_{max} \text{ x } e_{voile}}{2} = \frac{1{,}82 \text{ x } 17{,}08 \text{x} 0{,}20}{2} = 3{,}11\ KN$$

5-Calcul des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{3{,}11}{34{,}8} = 0{,}09 \mathbf{cm^2}$$

$$A_{ji} = 1.1\frac{1.4 x V_u}{\sigma_s} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 7{,}39}{34.8} = \mathbf{0{,}33\ cm^2}$$

$$A_v = A_s + A_{ji} = 0{,}09 + 0{,}33 = 0{,}42$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{\sigma_s}; 0.2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{2.1 \times 200 \times 20}{348}; 0.002 \times 200 \text{ x } 20\right)$$

$$A_{min/ml} \geq \max(24{,}137; 8)/2 = 12{,}07\ cm^2$$

$$A_{v/ml} = \max\left(\frac{A_v}{2}; \frac{A_{min}}{2}\right) = 6{,}03\ cm^2$$

Choix des armatures :

Tableau VI.3.6 : Ferraillage adopté pour le voile longitudinal V_{L1}.

	Ferraillage adoptée	Section total	Espacement
$A_{v\ adp}$	7 HA 12	7,92	$S_t = 15cm$

Tableau V. : Ferraillage adopté pour le voile transversale en zone 3

6-Calcul des armatures horizontales :

Selon le **BAEL :**

$$A_h \geq \frac{A_v}{4} = \frac{7{,}92}{4} = 1{,}98\ cm^2$$

$A_h = 1{,}98\ cm^2$

Soit : 5HA12= 5.65 cm²/ml avec : St =20 cm

7- 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 **l'article [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003].**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles de **HA8/m².**

8-Vérification à l'ELS :

a- Espacement des barres :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :
$St \leq \min\{1.5\ e; 30cm\} \Longrightarrow \mathbf{St \leq 30cm}$

$S_t = 15cm$……**Condition vérifiée.**
$S_h = 20cm$…… **Condition vérifiée.**

b- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t\,max}}{B + 15 \times A_{v\,adp}} = \frac{3{,}11}{0{,}2 + 15 \times 7{,}92} = \mathbf{0,026MPA}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 0{,}026\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ … … … … … … … … … … … … … … … … … …**Condition vérifiée.**

c- Vérification au cisaillement :

- **D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2) :**

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0{,}2 \times f_{c28} = 5Mpa$$

$$\tau_b = \frac{1.4\ x\ V_u}{L\ x\ e\ x\ 0.9} = \frac{1.4 \times 7{,}39}{2 \times 0.2\ x\ 0.9\ x10^3} = \mathbf{0,028MPa}$$

$\tau_b = 0{,}028\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5MPa$ … … . … **condition vérifiée**.

- **D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{L\ x\ e\ x\ 0.9} = \frac{7{,}39}{2 \times 0{,}2\ x\ 0{,}9\ x10^3} = \mathbf{0,021MPa}$$

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b}\right); 4\ MPa\right)$

$$\bar{\tau}_u = 3.26\ MPa$$

$\tau_u = 0{,}021\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26\ MPa$ … … … **Condition vérifiée**

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

VOILES DE 2

	S	I	Y	L
2	0,4	0,13333333	1	200

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions					
																							$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$ MPa		$\tau u < \bar{\tau} u = 3{,}26\ MPa$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt		As	Aji	As	Av / 2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm²		At / ml	nodale	courante	τb	Observation	τu	Observation	σbc	Observation
Zone I	-1313,45	39,443	13,13	GQEX MIN	-2987,80	-3579,45	0,00	0,00		0,00	0,58	12,65	6,33	12,07	6,03	6,03	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,063	Condition vérifiée	0,045	Condition vérifiée	6,212	Condition vérifiée
	-344,95	19,795	3,5	08GEX MAX	-713,91	-1010,84	0,00	0,00		0,00	0,15	12,22	6,11	12,07	6,03														
	-1090,37	64,437	16,25	GQMEY MIN	-2242,65	-3209,20	0,00	0,00		0,00	0,72	12,79	6,4	12,07	6,03														
Zone II	-1196,99	83,339	39,35	ELU	-2367,43	-3617,52	0,00	0,00		0,00	1,74	13,81	6,91	12,07	6,03	6,03	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,153	Condition vérifiée	0,109	Condition vérifiée	7,391	Condition vérifiée
	-123,19	14,398	7,85	08GEX MAX	-199,99	-415,96	0,00	0,00		0,00	0,35	12,42	6,21	12,07	6,03														
	-1173,98	89,056	39,25	GQMEX MIN	-2267,03	-3602,87	0,00	0,00		0,00	1,74	13,81	6,91	12,07	6,03														
Zone III	-397,81	65,21	31,94	ELU	-505,45	-1483,60	0,00	0,00		0,00	1,41	13,48	6,74	12,07	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,270	Condition vérifiée	0,193	Condition vérifiée	3,337	Condition vérifiée
	-30,32	12,353	7,39	08GEX MAX	16,85	-168,45	1,82	3,06		0,09	0,33	0,42	0,21	12,07	6,03														
	-126,05	111,842	69,36	GQMEX MIN	523,69	-1153,94	1,38	72,27		1,88	3,07	4,95	2,48	12,07	6,03														

L_t =0 ,Section entièrement comprimée : $A_{s=} A_{ji} + A_{min}$

L_t ≠0,Section partiellement comprimée : $A_{s=} A_{ji} + A_s$

Voile longitudinaux de 2 m :

VOILES DE 2

	S	I	Y	L
2	0,4	0,13333333	1	200

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales									Armatures horizontales	Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions					
																						$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$ MPa		$\tau u < \bar{\tau} u = 3{,}26\ MPa$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm²	At / ml	nodale	courante	τb	Observation	τu	Observation	σbc	Observation
Zone I	-2137,63	540,161	1,92	GQEX MIN	-1292,87	-9395,28	0,00	0,00	0,00	0,08	12,15	6,08	12,07	6,03	6,03	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,007	Condition vérifiée	0,005	Condition vérifiée	10,109	Condition vérifiée
	-305,05	6,725	1,58	08GEX MAX	-712,19	-813,06	0,00	0,00	0,00	0,07	12,14	6,07	12,07	6,03														
	-2137,63	540,161	1,92	GQMEY MIN	-1292,87	-9395,28	0,00	0,00	0,00	0,08	12,15	6,08	12,07	6,03														
Zone II	-1949,34	445,988	4,32	ELU	-1528,44	-8218,26	0,00	0,00	0,00	0,19	12,26	6,13	12,07	6,03	6,03	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,017	Condition vérifiée	0,012	Condition vérifiée	12,037	Condition vérifiée
	-104,12	9,577	3,53	08GEX MAX	-188,47	-332,13	0,00	0,00	0,00	0,16	12,23	6,12	12,07	6,03														
	-1949,34	445,988	4,32	GQMEX MIN	-1528,44	-8218,26	0,00	0,00	0,00	0,19	12,26	6,13	12,07	6,03														
Zone III	-631,4	144,821	7,44	ELU	-492,34	-2664,66	0,00	0,00	0,00	0,33	12,4	6,2	12,07	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,029	Condition vérifiée	0,021	Condition vérifiée	5,297	Condition vérifiée
	-12,23	11,502	4,81	08GEX MAX	55,69	-116,84	1,35	7,54	0,22	0,21	0,43	0,21	12,07	6,03														
	-631,4	144,821	7,44	GQMEX MIN	-492,34	-2664,66	0,00	0,00	0,00	0,33	12,4	6,2	12,07	6,03														

Section entièrement comprimé : $A_{s=} A_{ji} + A_{min}$

Voiles longitidinaux de 1,5m :

VOILES DE	S	I	Y	L
1,5	0,3	0,05625	0,75	150

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions					
																						$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$ MPa		$\tau u < \bar{\tau} u = 3{,}26\,MPa$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm²		At / ml	nodale	courante	τb	Observation	τu	Observation	σbc	Observation
Zone I	-1121,56	2,741	0,46	GQEX MIN	-3701,99	-3775,08	0,00	0,00	0,00	0,02	9,07	4,54	9,05	4,53	4,53	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,026	Condition vérifiée	0,019	Condition vérifiée	9,417	Condition vérifiée
	-370,89	5,038	2,19	08GEX MAX	-1169,13	-1303,47	0,00	0,00	0,00	0,10	9,15	4,58	9,05	4,53													
	-1035,31	10,292	5,01	GQMEY MIN	-3313,81	-3588,26	0,00	0,00	0,00	0,22	9,27	4,64	9,05	4,53													
Zone II	-1067,85	6,611	6,22	ELU	-3471,35	-3647,65	0,00	0,00	0,00	0,28	9,33	4,67	9,05	4,53	4,53	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,010	Condition vérifiée	0,007	Condition vérifiée	8,966	Condition vérifiée
	-136,62	6,83	2,56	08GEX MAX	-364,33	-546,47	0,00	0,00	0,00	0,11	9,16	4,58	9,05	4,53													
	-398,22	14,161	1,99	GQMEX MIN	-1138,59	-1516,21	0,00	0,00	0,00	0,09	9,14	4,57	9,05	4,53													
Zone III	-356,16	10,779	1,76	ELU	-1043,48	-1330,92	0,00	0,00	0,00	0,08	9,13	4,57	9,05	4,53	4,53	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,107	Condition vérifiée	0,077	Condition vérifiée	2,990	Condition vérifiée
	-23,64	4,647	1,43	08GEX MAX	-16,84	-140,76	0,00	0,00	0,00	0,06	9,11	4,56	9,05	4,53													
	-76,23	15,346	20,72	GQMEX MIN	-49,49	-458,71	0,00	0,00	0,00	0,92	9,97	5	9,05	4,53													

L_t =0 , Section entièrement comprimé : $A_{s=}\ A_{ji} + A_{min}$

VI.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- **Un effort normal :** charges et surcharges verticales centrées ;
- **Une force horizontale :** résultante de l'action sismique ;
- **Un moment** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations en :

- **Fondations superficielles :** Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes :** Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI.2. Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que les caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

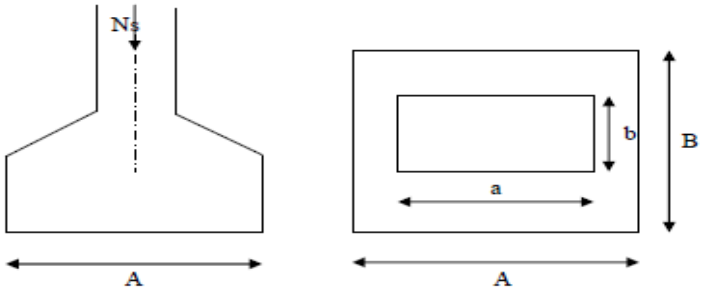
- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; l'économie.
-

VI.3.1. Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s\ max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A.B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$ D'ou $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$



Exemple de calcul :

$N_{ser} = 1268{,}35$ KN.

$\sigma_{sol} = 0{,}20$ MPa.

$B \geq \sqrt{\frac{1268{,}35}{200}} = 2.5$mDonc : A = B = 2.5 m.

Conclusion :L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au risque de chevauchement, alors on a opté pour des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles filantes :

VI.3.2.1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \qquad \frac{N_s}{BXL} \leq \sigma_{sol}$$

$B_{min} = \frac{N_s}{\sigma_{sol\,x\,l}}$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Voiles	N_S	L(m)	B(m)	S=B.L (m)
Vl_1	242,07	2	0,6	1,2
Vl_2	247,57	2	0,6	1,2
Vl_3	299,84	1,5	1	1,5
Vl_4	411,15	1,5	1,35	2,025
Vl_5	398,91	1,5	1,3	1,95
Vl_6	413,21	1,5	1,35	2,025
Vl_7	383,,44	2	0,95	1,9
Vl_8	408,66	2	1,05	2,1
			ΣS	13,9

Tableau VI-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	Ns	L(m)	B(m)	S=B.L (m)
Vt1	265,58	2	0,7	1,4
Vt2	387,42	2	0,97	1,94
Vt3	415,33	2	1,05	2,1
Vt4	361,95	2	0,9	1,8
Vt5	281,93	2	0,7	1,4
Vt6	326,66	2	0,8	1,6
Vt7	462,27	2	1,15	2,3
Vt8	492,56	2	1,25	2,5
Vt9	447,06	2	1,12	2,24
Vt10	384,5	2	0,96	1,92
			ΣS	19,2

Tableau VI-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

La surface totale des semelles filantes sous voiles Sv= 13,9+19,2 = **33,1 m^2.**

VI.3.2.2. Semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leur centre de gravité coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

b) Étape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : R=Σ N_i.
- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\Sigma N_i .e_i + \Sigma M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) \qquad q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

c) <u>Exemple de calcul</u> :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : file de poteau le plus sollicité.

Donc on fera le calcul pourle portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Poteaux	**N**	**M(kn/m)**	**e_i(m)**	**N. e_i (kn.m)**
1	1268,35	-4,086	-4,1	-5182,4781
2	696,09	-6,365	-6,35	-4430,61285
3	887,57	3,622	3,6	3214,77854
4	421,84	2,741	2,75	1156,26344
5	768,45	2,256	2,25	1733,6232
Total	4042,3	-1,832		-3508,4258

<u>Tableau VI-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux</u>.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

e = $\frac{-3508{,}4258-1{,}832}{4042{,}3}$= 0.8684 m

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

e= 0.8684 m$\leq \frac{L}{6} = \frac{17{,}8}{6}$= 2,97 m → Répartition trapézoïdale.

$$q_{min}=\frac{N_S}{L}\left(1-\frac{6.e}{L}\right)=\frac{4042{,}3}{17{,}2}\left(1-\frac{6.(0.8684)}{17{,}2}\right)=163{,}82 \text{ KN/m.}$$

$$q_{max}=\frac{N_S}{L}\left(1+\frac{6.e}{L}\right)=\frac{4042{,}3}{17{,}2}\left(1+\frac{6.(0.8684)}{17{,}2}\right)=306{,}27 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)}=\frac{N_S}{L}\left(1+\frac{3.e}{L}\right)=\frac{4042{,}3}{17{,}2}\left(1+\frac{3.(0.8684)}{17{,}2}\right)=270{,}61 \text{ KN/m.}$$

d) <u>Détermination de la largeur de la semelle :</u>

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}=\frac{270{,}61}{200}\text{= 1,35 m.}$$

On prend B = 1.35 m.

On aura donc :

- la surfacetotale sous poteauxnotéeS_p:

S_p =(1.35x17,8) = 24,03m^2 .

S_v= 33,1 m^2.

- la surface totale des semellesfilantes sous voile et sous poteaux :

$S_{t=}(n \times s_p) + s_v$=(6 x 24,03)-(8,8x1,35) + 33,1 = 165,4 m^2

Avec n: Nombredeportiquedans lesens considéré.

- La surface totale du bâtiment est :

Sbat = (17,8x20,2)-(8,8x3,5)= 328,76 m^2

- Le rapportdelasurface dessemelles surlasurfacedelastructureest:

$$\frac{s_t}{s_{batiment}} = \frac{165,4}{328,76} = 0,51 \Rightarrow \quad \textbf{St>50\%Sbat}$$

Remarque :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles ; occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour celanous opterons pour un radier général.

VI-4 Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VI-4-1 Pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

b) Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h_r : épaisseur du radier.

L_{max}: distance entre deux poteaux successifs.

L_{max} = 4.55m→$56,87cm \leq h \leq 91cm$→ On prend : h_r = 90 cm.

c) Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi}.L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2}.L_e$ →Ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi}.L_{max}\right)^4 \frac{3.K}{E}}$

Avec :

Le : Largeur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté a l'unité de surface K=40MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) .

E : Module de déformation longitudinale différe E = 10818,86 MPa.

Lmax : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'ou: $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi}.4.55\right)^4 \frac{3x40}{10818,86}} = 0,92$ m.

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **h=100cm**

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$h_d > \frac{L_{max}}{20}$, avec un minimum de 25cm.

$h_d > \frac{4,55}{20} = 0,2275$m Soit :**$h_d$= 40cm**.

Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$h_n > \frac{L_{max}}{10} = \frac{4,55}{10} = 45,5$ cm Soit h_n = 100cm.

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7\ h_n$→ $40 \leq b_n \leq 70$ Soit :**bn= 55 cm**.

Dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$\frac{455}{50} \leq h_t \leq \frac{455}{40}$ → 9,1 cm $\leq h_t \leq$11.375cm soit :**ht=10cm**.

.

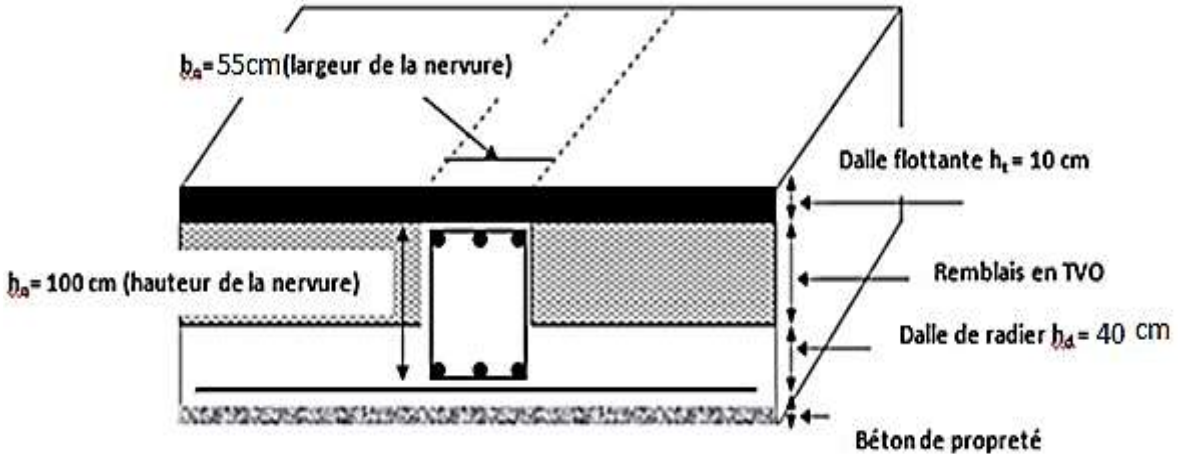
Remarque :

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle :**h_d = 40 cm**.
- La nervure :**h_n = 100 cm.**

b_n = 55 cm.

- La dalle flottante :**ht = 10 cm.**



VI-4-2 détermination des sollicitations :

Charge du bâtiment G_{bat} = 25390,2KN.

Charge d'exploitationQ_{bat} =4371,74 KN.

Combinaison d'actions :

A l'ELU: N u =1,35. G +1,5. Q = 40834,38KN.

A l'ELS : N s = G + Q = 29761,94KN**.**

VI-4-3 Détermination de la surface du radier :

A l'ELU :$S_{radier} \geq \frac{N_u}{1{,}33.\sigma_{sol}} = \frac{40834{,}38}{1{,}33.200} = 153{,}51\ m^2$

A l'ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{28887{,}59}{200} = 148{,}81 m^2$

D'où:S_{bat}> max (S_1, S_2)

S_{bat} =328,76 m^2> S_{radier} = 153,51m^2.

Remarque :

Étant donné que la surface du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\ cm\right) = \left(\frac{100}{2}; 30\ cm\right)$ = 50 cm.

On prend:**$L_{déb}$= 50cm.**

S_{radier}= S_{bat}+ $S_{déb}$

Sachant que :

$S_{déb}=(l_x+l_y)x2xl_{déb}+4(l_{déb})^2=(17+18,1)x\ 2x\ 0,5\ +4x\ (0.55)^2=36,31m^2$.

$S_{radier}=328,76+36,31=$ **365,07 m²**.

Donc on aura une surface totale du radier : S_{radier} = **365,07 m²**.

VI-4-4 Détermination des efforts à la base du radier :

- **Poids du radier :**

G_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle**

Poids de la dalle= S_{radier}x h_dxρ_b=365,07 x 0.4 x 25 = **3650,7 KN**

- **Poids des nervures**

Poids des nervures=$\{bn\times(hn-hd)\times(Lx\times n+Lyxm)\}\rho_b$

=0,55x(1-0,4)x(20,2 x 5+17, 8x6)x25 = **1714,35 KN**

- **Poids de T.V.O**

P_{TVO} = (S_{rad} – S_{ner}) .(h_n- h_d).ρ

Sachantque :$S_{ner=}$ b x l_x x n + b x l_y x m= 0,55x20,2x5+0,55x17,8x6= **114,29m²**

P_{TVO} =(365,07- 114,29)x(1-0,4) x 25= **3761,7KN**

- **Poids de la dalle flottante**

Poids de la dalle flottante =S_{rad}× ep × ρb

Poids de la dalle flottante= 365,07x0,10x25= **912,675KN**

G_{rad}= 3650,7 +1714,35 +3761,7 +912,675 = **10039,425 KN**

- **Poids total de la structure :**

G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 10039,425+ 25390,2= **35429,625 KN**

Q_{tot} =Q_{bat} + Q_{rad}=Q_{bat} +(n xS_{rad})= 4371,74+ (5x365,07) = **6197,09 KN**

Avec:

n=5 → locaux a usage comerciel

- **Combinaison d'actions :**

- A l'état limite ultime :N u =1,35. G +1,5. Q = **57125,288KN**

- A l'état ultime de service : N s = G + Q = **41626,715 KN**

VI-4-5 Vérification :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ \text{MPa}\right)$$

P = qu × lx ×ly=207.41 × 4 × 4.25 = 3525.97 Kn.m

$\overline{\tau_u}$ = min (0.2 × $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 MPa) = 3.33 MPa

Sens x-x :

$V_{max} = V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{3525.97}{3 \times 4.25} = 276.55$ KN

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{276.55 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.02$ MPa

$\boldsymbol{\tau_u}$ = 1.02 MPa ≤ $\overline{\boldsymbol{\tau_u}}$= 3.33Mpa ⟶ **Condition vérifiée.**

Sens y-y :

$V_{max} = V_u = \frac{P}{3 \times l_y + l_x} = \frac{3525.97}{2 \times 4.25 + 4} = 282.08$ KN

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{282.08 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.04$MPa

$\boldsymbol{\tau_u}$ = 1.04 MPa ≤ $\overline{\boldsymbol{\tau_u}}$= 3.33 Mpa ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la stabilité du radier :**

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$X_G = \frac{20,2}{2} = 10,1$ m ; $Y_G = \frac{17,8}{2} = 8,9$ m.

b) Moment d'inertie du radier :

$$\boldsymbol{Ixx = \frac{bh^3}{12} = 9963.56} \qquad \boldsymbol{Iyy = \frac{hb^3}{12} = 12226,24}$$

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \dfrac{3\times\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le 1{,}33\sigma_{SOL}$

A l'ELS : $\sigma_m = \dfrac{3\times\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le \sigma_{SOL}$ avec : $\sigma_{1,2} = \dfrac{N}{S_{rad}} \pm \dfrac{M}{I}\times V$

Tel que V est la distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

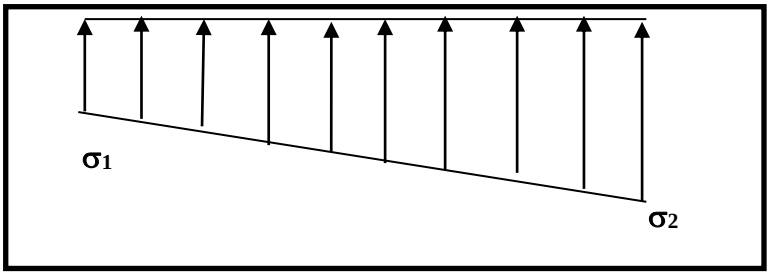


Figure VI.1 : Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal : N_u =57125,288KN Ns= 41626,715KN

Calcul des moments : $M = M_0 + T_0 \times h$

Mx = 21231,508 + (1716,79x1) =**22948,298KN.m**

My = 21784,491 + (1619,15x 1) = **23403,641 KN.m**

- **Sens longitudinal:**

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{Iyy}\times V = \frac{57125{,}288}{365{,}07} + \frac{22948.298}{12226{,}24}\times 10{,}1 = 175{,}43 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}}\times V = \frac{57125{,}288}{365{,}07} - \frac{22948{,}298}{12226{,}24}\times 10{,}1 = 137{,}52 KN/m^2$$

D'où : $\begin{cases} \sigma_m = \dfrac{3\times 175{,}43 + 137{,}52}{4} = 165{,}95 KN/m^2 \\ 1{,}33\sigma_{sol} = 1{,}33\times 200 = 266\ KN/m^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma_m < 1.33\sigma_{sol}$

⟹ **(Condition vérifiée)**

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{Iyy}\times V = \frac{41626{,}715}{365{,}07} + \frac{22948{,}298}{12226{,}24}\times 10{,}1 = 132{,}98 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{Iyy}\times V = \frac{41626{,}715}{365{,}07} - \frac{22948{,}298}{12226{,}24}\times 10{,}1 = 95{,}06 KN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\times 132,98 + 95,06}{4} = 123,5 KN/m^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \textbf{(Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{sol} = 200\ KN/m^2$$

➢ **Sens transversal :**

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{57125,288}{365,07} + \frac{23403,641}{9963,56} \times 8,9 = 177,38 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{57125,288}{365,07} - \frac{23403,641}{9963,56} \times 8,9 = 135,57 KN/m^2$$

D'où : $\sigma_m = \frac{3x177,38 + 135,57}{4} = 166,93 KN/m^2$; $1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 kN/m^2$

$\sigma_m < 1,33\sigma_{SOL}$ ⇒ **Condition vérifiée.**

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{41626,715}{365,07} + \frac{23403,641}{9963.56} \times 8,9 = 134,93 KN/m^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{41626,715}{365,07} - \frac{23403,641}{9963.56} \times 8,9 = 93,911 KN/m^2$$

D'où : $\sigma_m = \frac{3\times 134,93 + 93,11}{4} = 124,47 KN/m^2$; $\sigma_{SOL} = 200\ KN/m^2$

$\sigma_m < \sigma_{sol}$ ⇒ **Condition vérifier**

VI-4-6 Ferraillage du radier :

Pour le calcul du ferraillage du radieron utilise les méthodes exposées dans le BEAL91pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires.

Panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1er Cas:Si $\alpha < 0,4$ le panneau travaille suivant la petite portée.

$M_{ox} = q_u . \frac{L_X^2}{8}$ et $M_{oy} = 0$

2eme Cas : Si $\alpha \leq 0,4 \leq 1$ le panneau travaille suivant les deux directions.

Dans le sens de la petite potée L_x : $M_{ox} = \mu_x . q_u . L_x^2$.

Dans le sens de la grande potée L_y : $M_{oy} = \mu_y . M_{ox}$.

Les coefficientsμ_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 ferraillage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs pour le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

L_x= 3.5 m ; L_y= 4.55 m

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3.5}{4.55} = 0{,}76$

$0{,}4 < \rho \leq 1$ La dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferraillage, on soustrait de la contrainte σ_m, la contrainte due au poidspropre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

ELU : $q_{um} = \sigma_m$ (ELU) - $\frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ = (166,93- $\frac{10039{,}427}{365{,}07}$) x1m =139,43 KN/ml

ELS: $q_{sm} = \sigma_m$ (ELS) - $\frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ = (124,47- $\frac{10039{,}427}{365{,}07}$) x1m =96,96KN/ml

- **Calcul à l'ELU :**

➢ Evaluation des moments M_x ,M_y

ρ = 0,76 $\Longrightarrow$ $\begin{cases} \mu_x = 0{,}061 \\ \mu_y = 0{,}525 \end{cases}$

On aura donc : $\begin{cases} M_x = 0{,}061 \text{x} 139{,}43 \text{x} 3{,}5^2 = 104{,}18 \text{KN.m} \\ M_y = 0{,}525 \text{x}\ 104{,}18 = 54{,}69 \text{KN.m} \end{cases}$

Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : 0,75M_0x ou 0,75M_0y
- Moment sur appuis : 0,5M_0x .

a) <u>Ferraillage aux appuis :</u>

Moments en appuis à **L'ELU** : Ma-x = 104,18x 0,5 = **52,09KN.m.**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{52{,}09\text{x}10^3}{100\text{x}36^2\ \text{x}14{,}2} = 0{,}028 < 0{,}392 \text{SSA}$$

$\Longrightarrow$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

μ_u = 0 ,028 β_u = 0,986

$$A_{app} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d\sigma_s} = \frac{52{,}09\text{x}10^3}{0{,}986\text{x}36\text{x}348} = 4.21\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

A_{app} = 4.21cm^2 /ml

Soit:**5HA12/ml = 5.65 cm^2/ml**

Avec : **St = 20 cm**

b) <u>Ferraillage en travée :</u>

- **<u>Sens xx</u>**

Moments en travée à **L'ELU** : Mt-x = 104,18 x 0,75 **= 78,13KN.m**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{78{,}13x10^3}{100x36^2x14{,}2} = 0{,}042 < 0{,}392 \text{SSA}$$

$\Longrightarrow$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

μ_u = 0,042 β_u = 0,979

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d\sigma_s} = \frac{78{,}13\text{x}10^3}{0{,}979\text{x}36\text{x}348} = 6{,}37\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

A_t = 6,37 cm^2 /ml

Soit:**5HA14/ml = 7.70 cm^2/ml**

Avec : **St =20 cm**

- **<u>Sens yy</u>**

Moments en travée à **L'ELU** : Mt-y= 54,69 x 0,75 = 41,01**KN.m**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{41{,}01X10^3}{100X34{,}6^2\ X14{,}2} = 0{,}024 < 0{,}392 \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

μ_u = 0,014 $\Longrightarrow$ β_u = 0,988

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d\sigma_s} = \frac{41{,}01X10^3}{0{,}988X34{,}6X348} = 3{,}44\text{cm}^2/\text{ml}.$$

A_t= 3,44cm^2 /ml

Soit:**5HA12ml = 5.65cm^2/ml**

Avec : **St =20cm**

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inferieur.

VI-4-7 Vérification à l'E.L.U :

- **Condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence ***ω0*** qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, ***ω0*= 0.8 ‰** pour les **HA FeE400**.

-Armatures parallèles à *lx*:

$\boldsymbol{\omega 0} = \frac{A^x_{min}}{b \times h} \geq \boldsymbol{\omega 0}$ $\quad \frac{3-\rho}{2} A^x_{min} \geq \boldsymbol{\omega 0} \frac{3-\rho}{2}$ (b × h)

Avec : $\boldsymbol{\omega 0}$ = 0.0008 pour *fe* = 400 MPa

$A^x_{min} \geq 0.0008 \times \frac{3-0.76}{2}(100\times40)$ $\longrightarrow$ A^x_{min}= **3.58 cm^2**

-Armatures parallèles à l_y :

$\boldsymbol{\omega 0} = \frac{A^x_{min}}{b \times h} \geq \boldsymbol{\omega 0}$ $\longrightarrow$ $A^x_{min} \geq \boldsymbol{\omega 0} \times (b\times h)$

$A^x_{min} \geq 0.0008 \times (100\times40)$ $\longrightarrow$ A^x_{min} = **3,2 cm^2**

Sens	Zone	A (cm^2)	Amin (cm^2)	OBS
X-X	Appuis	5,65	3,58	**Condition vérifiée**
	Travée	7,70		**Condition vérifiée**
Y-Y	Appuis	5,65	3,2	**Condition vérifiée**
	Travée	5,65		**Condition vérifiée**

Tableau VI.4 : Vérification de non-fragilité.

Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42) :

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Avec : la fissuration est considérée comme nom préjudiciable

- **Dans les sens xx :**

$S_t \leq \min\{3h; 33cm\} = 33cm$

$S_t = 20\ cm < 33cm$……..**Condition vérifiée.**

- **Dans le sens yy :**

$S_t \leq \min\{4h; 45cm\} = 45cm$

$S_t = 20\ cm < 45cm$……..**Condition vérifiée.**

VI-4-8 Calcul et vérification à l'E.L.S :

Evaluation des moments M_x ,M_y

$\rho = 0.76 \mu_y = 0,525 \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,061 \end{cases}$

On aura donc : $\begin{cases} M_x = 0,061x\ 96,96\ x\ 3.5^2 = 72,45KN.m \\ M_y = 0,525x\ 72,45 = 38,03KN.m \end{cases}$

- **Aux appuis**

Moments en appuis à **l'ELS** : Ma-x = 72,45 x 0,5 = 36,22KN.m.

- **En travée**

Moments en travée à **l'ELS** : Mt-x = 72,45 x 0,75 = 54,33KN.m.

Moments en travée à **l'ELS** : Mt-y = 38,03x 0,75 = 28,52KN.m

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

- **Aux appuis** : **As = 5.65 cm²** (section adoptée)

$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100X5.65}{100X36} = 0,157$ $\beta_1 = 0,935 \longrightarrow \begin{cases} K_1 = 61,92K \\ K = 0,016 \end{cases}$

$$\sigma_s = \frac{M^{ser}_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$\sigma_s = \frac{36,22x10^3}{0,935x36x5.65} = 190,45MPa < \overline{\sigma_s} = 400\ MPa \Longrightarrow$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}} = 3.09MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$ **Condition vérifiée.**

- **En travées :**

- **Dans le sens xx : As = 7.70 cm²** (section adoptée).

$\rho=\frac{100.A_s}{b.d}=\frac{100X7.70}{100x36}=0,218$ β1=0,926 ⟶ K1= 52,57 ; K= 0,019

$\sigma_s=\frac{54,33x10^3}{0,927x36x7.70}=211,43MPa<\sigma_s=\overline{400}$ MPa

$\boldsymbol{\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{K_1}}=4,02MPa<\overline{\sigma_{bc}}=15$ MPa ⟹ **Condition vérifiée**.

- **Dans le sens yy :As = 5.65 cm²** (section adoptée)

$\rho=\frac{100.A_s}{b.d}=\frac{100x5.65}{100x36}=0,157$ β=0,935 ⟶ K1= 61,92 ; K=0,016

$\sigma_s=\frac{28,52x10^3}{0,935x36x5.65}=149,96MPa<\overline{\sigma_s}=400$ MPa

$\boldsymbol{\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{K_1}}=2,42MPa<\overline{\sigma_{bc}}=15$ MPa ⟹ **Condition vérifiée**.

VI-5Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément repartie.

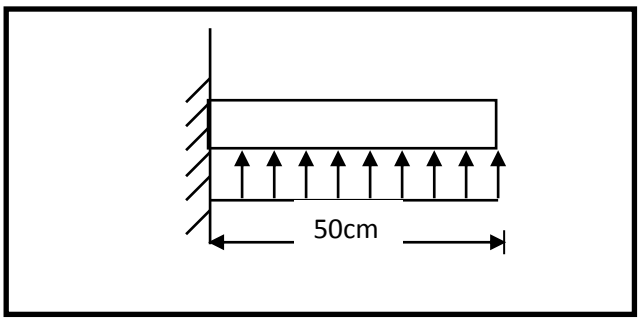


Figure VI.2: Schéma statique du débord.

a) Sollicitations de calcul :

A l'ELU :

$q_u=139,43$ KN/ml

$$M_u=-\frac{q_u\times l^2}{2}=-\frac{139,43\times 0,55^2}{2}=-21,08KN.m$$

A l'ELS :

$q_s=96,96$ KN /ml

$$M_s=-\frac{q_s\times l^2}{2}=-\frac{96,96\times 0,55^2}{2}=-14,66KN.m$$

b) Calcul des armatures :

- **Armatures principales :**

b=1m ; d =36 cm ;f_{bc}= 14,2MPA ;σ_s=348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21{,}08 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14{,}2} = 0{,}012 \leq 0{,}392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0{,}012 \rightarrow \beta_u = 0{,}994$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{21{,}08 \times 1000}{0{,}994 \times 36 \times 348} = 1.69 cm^2$$

A_s = 1.69cm²/ml

VI-5-1 Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 36 \times 2{,}1}{400} = 4{,}347 cm^2$$

Soit : **A_s = 5HA12 = 5.65 cm²**avec un espacement de **20 cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1{,}42 cm^2$$

Soit : **A_r = 4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement de **25 cm**

VI-5-2Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ =0,6 f_{c28} = 0,6×25 =15MPa

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 36} = 0{,}157$$

ρ_1 = 0,157 $\xrightarrow{tableau}$ β_1 = 0,935 ; K_1 = 61.92

K= $\frac{1}{K1}$ = 0,0161

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14{,}66 \times 10^6}{0{,}935 \times 360 \times 5.65 \times 10^2} = 77{,}08 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0{,}0161 \times 77{,}08 = 1.24 MPa \prec 15 MPa$ ..... **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$\sigma_{st} = 77{,}08\,\text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348\ \text{MPa}$……....**Condition vérifiée.**

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferraillage du débord.

VII-6 Ferraillage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément reparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment max (largeur l_m) et le même effort tranchant max (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale :**

Moment fléchissant : $\mathbf{l_m = l_x\left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)}$

Effort tranchant : $\mathbf{l_t = l_x\left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)}$

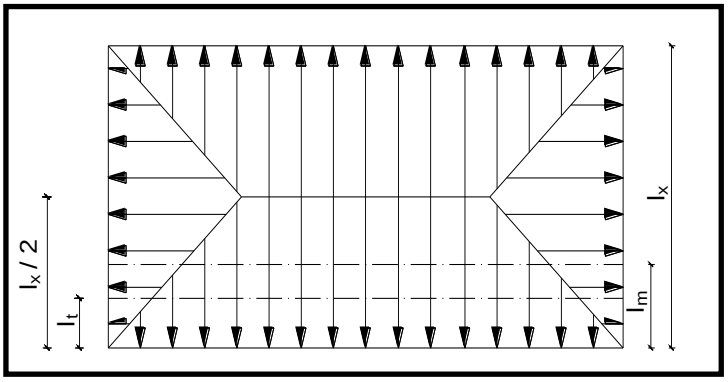


Figure VI.3: Répartition trapézoïdale

- **Le Chargement simplifié**

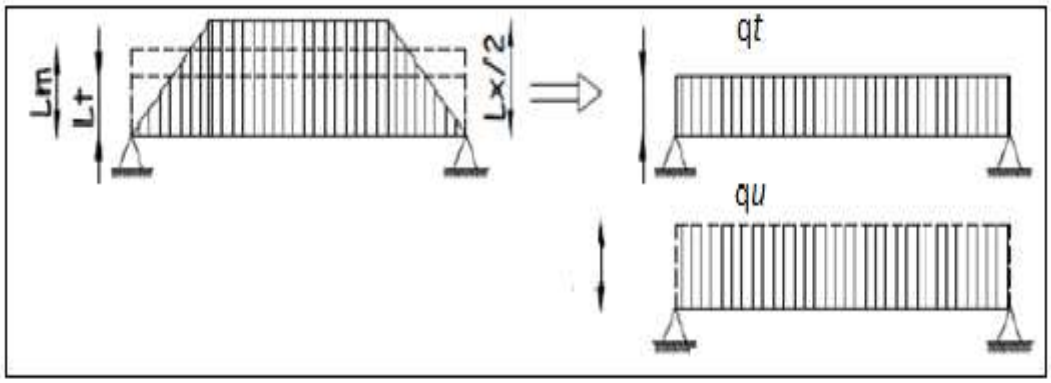


Figure VI.4 : Présentation du chargement simplifié.

- **Charge triangulaire :**

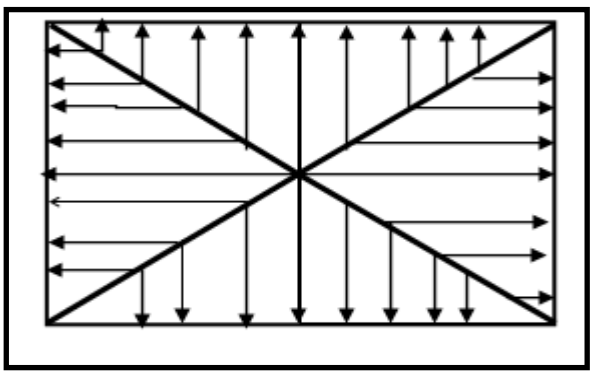


Figure VI.5: Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $\mathbf{l_m = 0.333x\, l_x}$

Effort tranchant :$\mathbf{l_t = 0.25x\, l_x}$

b) Charges à considérer :

$\rightarrow Q_{um} = q_u \times l_m$ } $\boldsymbol{Q_m}$

$\rightarrow Q_{sm} = q_s \times l_m$ }

$\rightarrow Q_{ut} = q_u \times l_t$ } $\boldsymbol{Q_t}$

$\rightarrow Q_{st} = q_s \times l_t$ }

c) Détermination des charges :

L'ELU :

$$q_u = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{Gner}{Sner})$$

$$q_u = \left(166{,}93 - \frac{10039{,}427}{365{,}07} - \frac{1714{,}35}{114{,}29}\right) = 124{,}43 \text{ KN/m}^2$$

L'ELS:

$$q_S = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}})$$

$$q_S = \left(124{,}47 - \frac{10039{,}427}{365{,}07} - \frac{1714{,}35}{114{,}29}\right) = 81{,}94 \text{KN/m}^2$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la File 3 dans le sens X-X , et la fille B dans le sens Y-Y.

Sens longitudinale :

Tableau VI.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	Lt	qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
A-B	1	3,5	4,5	0,777	trapezoidale	1,397	1,220679	124,43	81,9	173,84356	348,646	114,47996	229,591	151,88909	305,217	100,02244	200,992
	2	3,5	4,55	0,769	trapezoidale	1,404	1,2322485	124,43	81,9	174,80329		115,11196		153,32868		100,97044	
B-C	1	3,9	4,5	0,866	trapezoidale	1,461	1,2176667	124,43	81,9	181,88901	365,105	119,77807	240,430	151,51426	305,020	99,775607	200,862
	2	3,9	4,55	0,857	trapezoidale	1,472	1,2336735	124,43	81,9	183,21683		120,65247		153,50599		101,0872	
C-D	1	3,55	4,5	0,788	trapezoidale	1,406	1,2226682	124,43	81,9	175,04549	351,092	115,27146	231,202	152,13661	305,775	100,18543	201,360
	2	3,55	4,55	0,780	trapezoidale	1,414	1,2347407	124,43	81,9	176,04694		115,93093		153,63878		101,17465	
D-E	1	3,65	4,5	0,811	trapezoidale	1,424	1,2246651	124,43	81,9	177,28497	355,658	116,74621	234,209	152,38508	306,402	100,34906	201,773
	2	3,65	4,55	0,802	trapezoidale	1,433	1,2377868	124,43	81,9	178,37346		117,463		154,01781		101,42425	
E-F	1	3,6	4,5	0,8	trapezoidale	1,416	1,224	124,43	81,9	176,19288	353,430	116,02704	232,741	152,30232	306,171	100,29456	201,620
	2	3,6	4,55	0,791	trapezoidale	1,424	1,2365898	124,43	81,9	177,23724		116,71478		153,86887		101,32617	

Sens transversal :

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

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	Lt	qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
A-B	1	3,9	4,5	0,867	trapezoidale	1,462	1,218	124,43	81,94	181,889	356,934	119,77807	235,049	151,514	303,65	99,776	199,961
	2	3,55	4,5	0,789	trapezoidale	1,407	1,223	124,43	81,94	175,045		115,27146		152,137		100,19	
B-C	1	3,9	4,55	0,857	trapezoidale	1,472	1,234	124,43	81,94	183,217	359,263	120,65247	236,583	153,506	307,144	101,09	202,261
	2	3,55	4,55	0,78	trapezoidale	1,415	1,235	124,43	81,94	176,047		115,93093		153,639		101,17	
C-D	1	3,9	4	0,975	trapezoidale	1,332	1,023	124,43	81,94	165,752	328,627	109,15176	216,408	127,309	261,19	83,836	171,999
	2	3,55	4	0,888	trapezoidale	1,309	1,076	124,43	81,94	162,875		107,25701		133,881		88,164	
D-E	1	3,55	3,9	0,91	trapezoidale	1,285	1,04	124,43	81,94	159,863	307,105	105,27362	202,235	129,363	239,794	85,189	157,91
	2	3,55	3,55	1	trapezoidale	1,183	0,888	124,43	81,94								

- **Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

- **Sens longitudinale** :

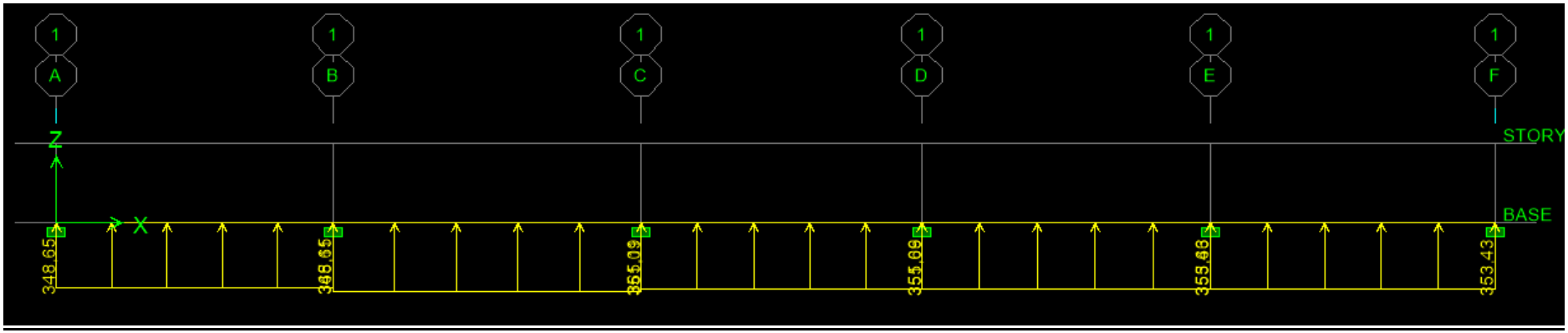


Figure VI.6: Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des momentsfléchissant).

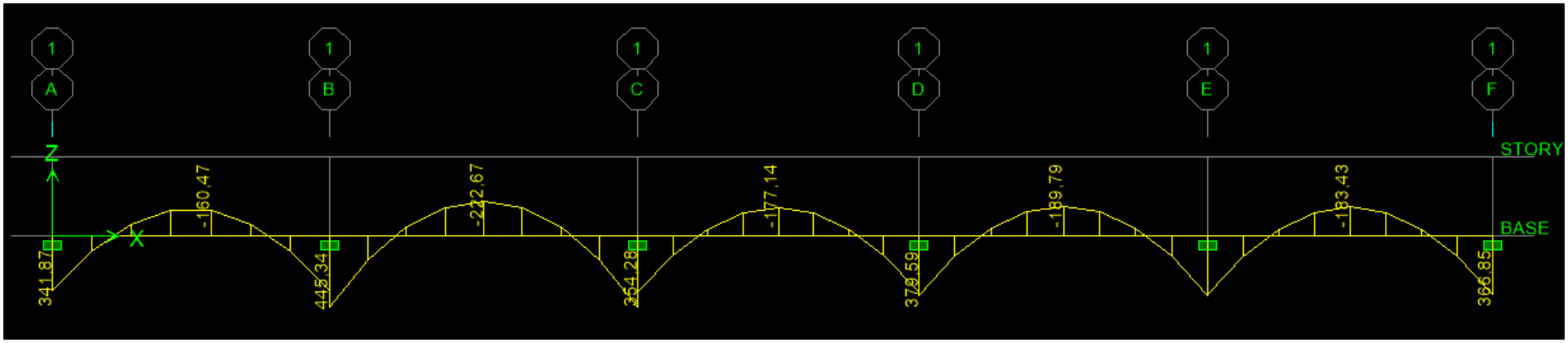


Figure VI.7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).

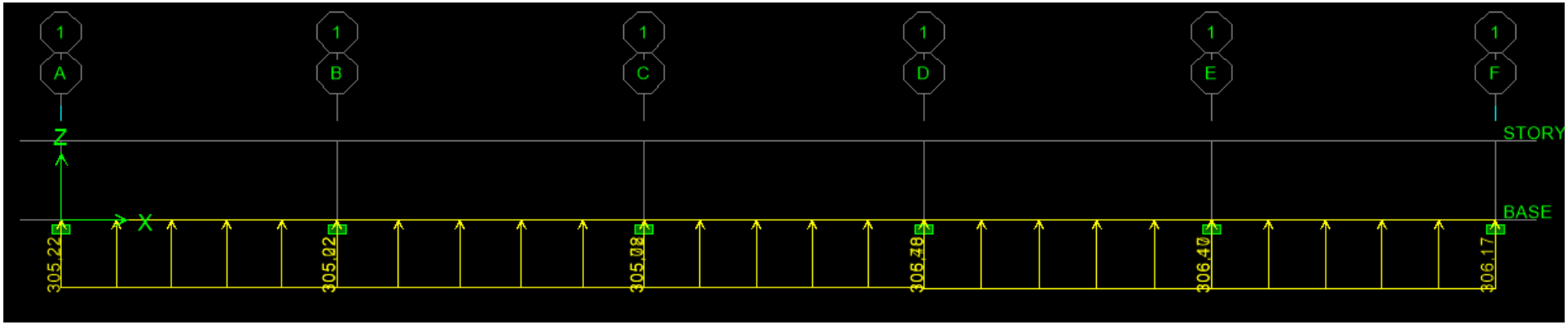


Figure VI.8 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

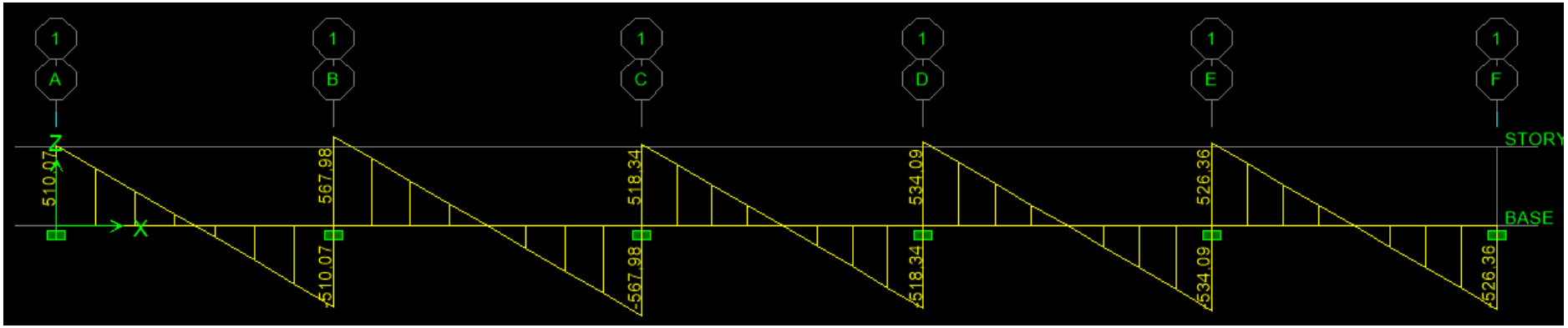


Figure II.9 : Diagramme des efforts tranchants àl'ELU (sens xx).

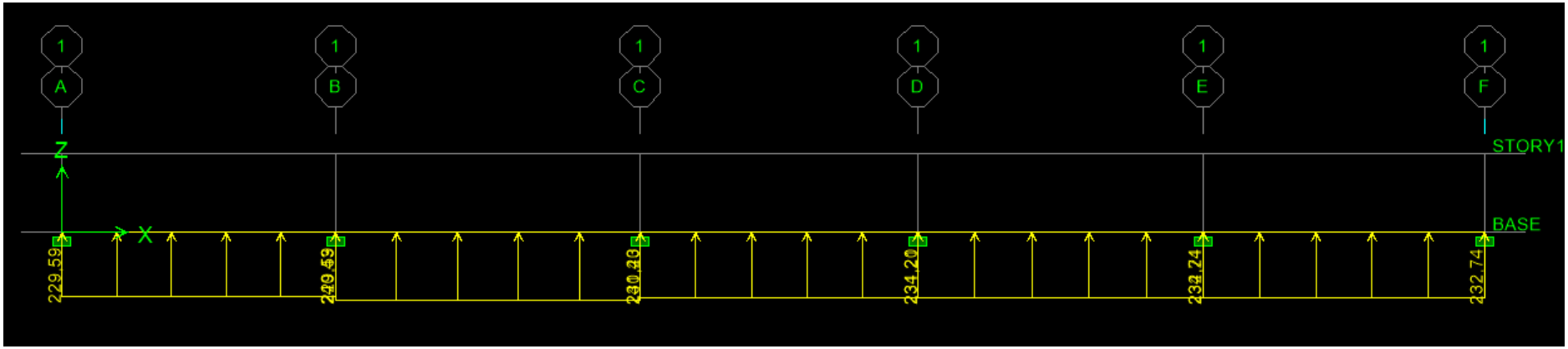


Figure VI.10: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens xx).

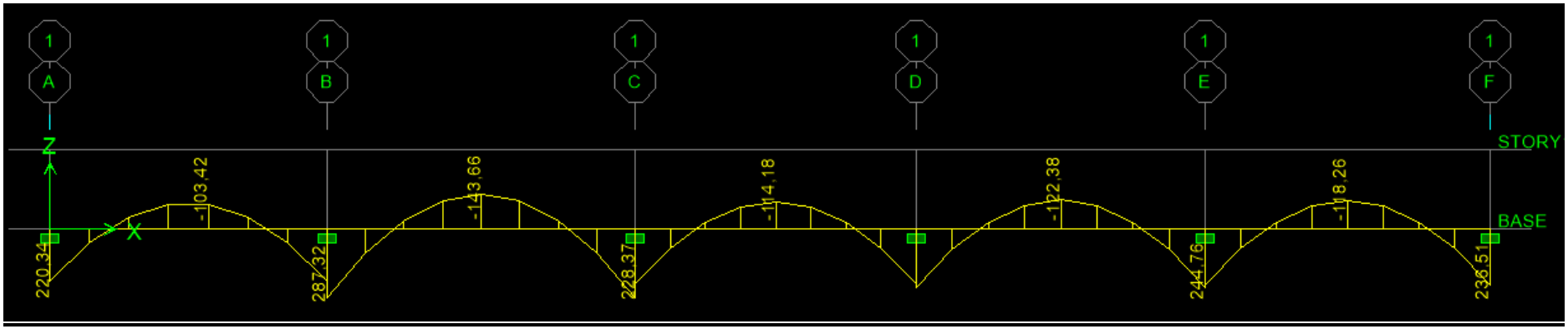


Figure VI.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens xx).

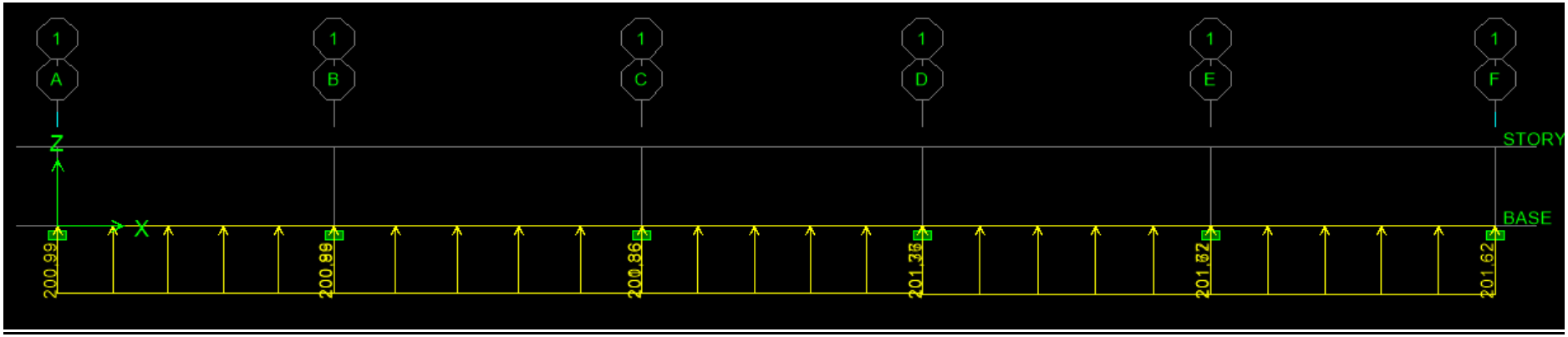


Figure VI.12 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

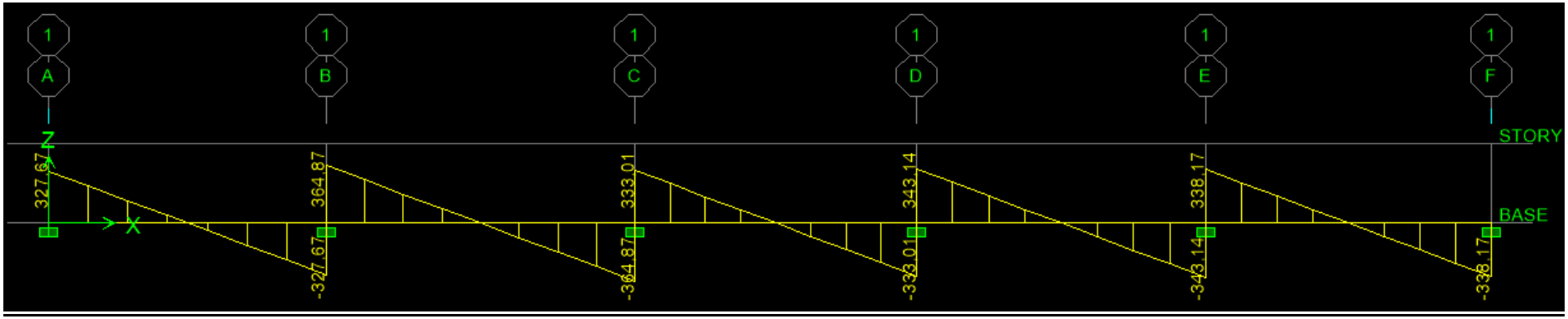


Figure VI.13 : Diagramme des efforts tranchants àl'ELS (sens xx).

- **Sens transversale :**

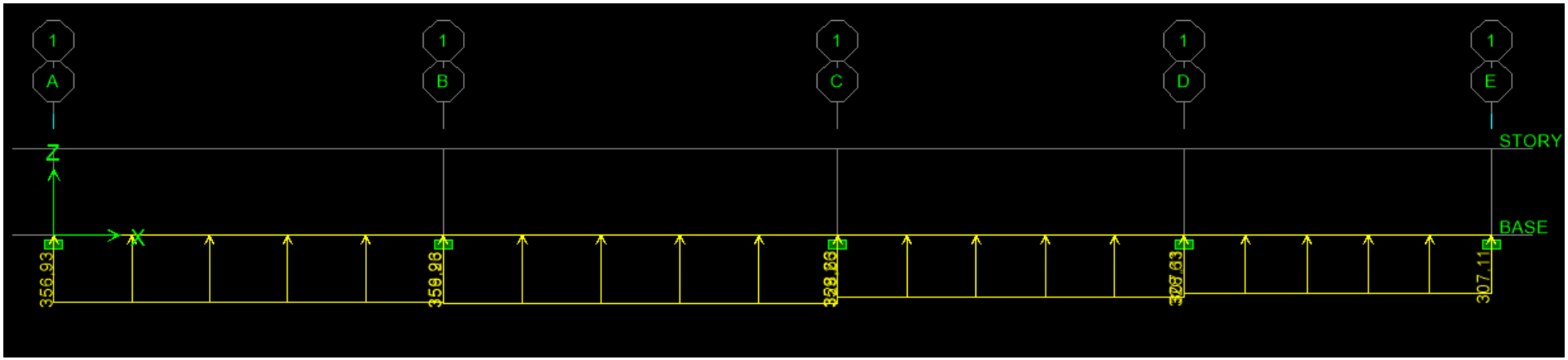


Figure VI.14 : Schéma statique de la nervure àl'ELU (utilisé pour le calcul desmoments fléchissant) (sens yy)

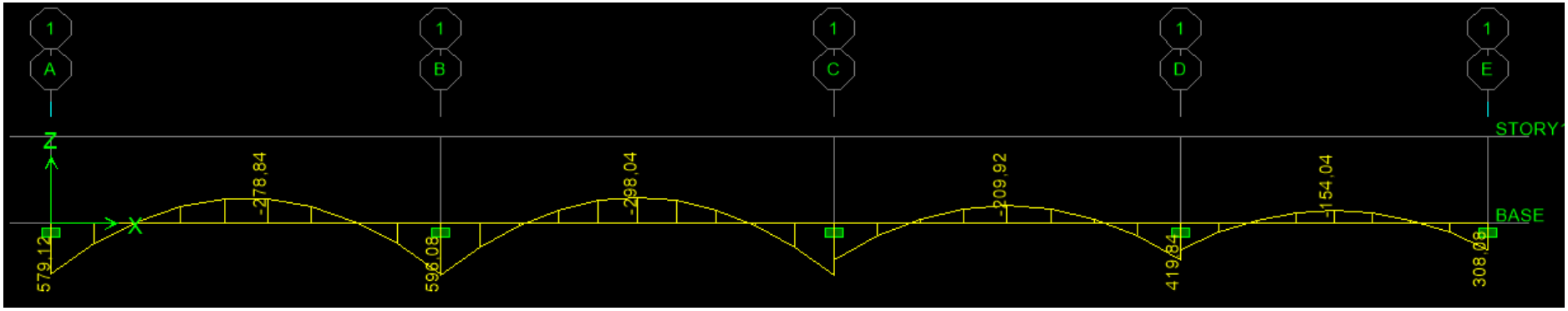


Figure VI.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens yy).

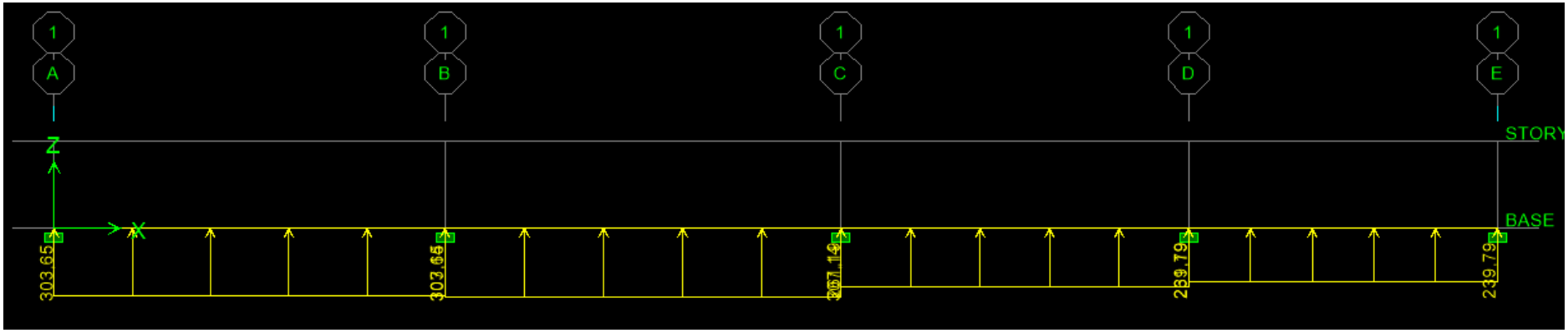


Figure VI.16 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

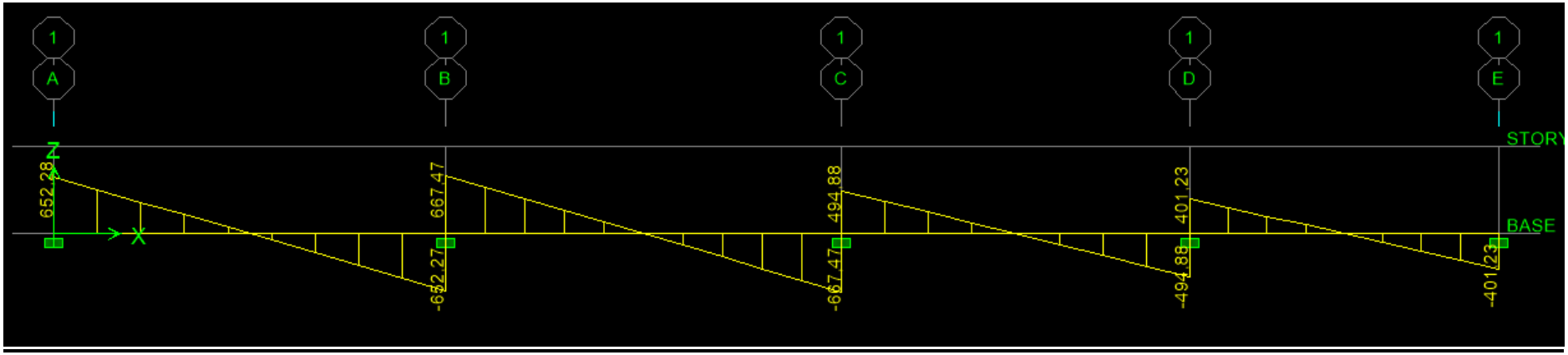


Figure VI.17 : Diagramme des efforts tranchants àl'ELU (sens yy).

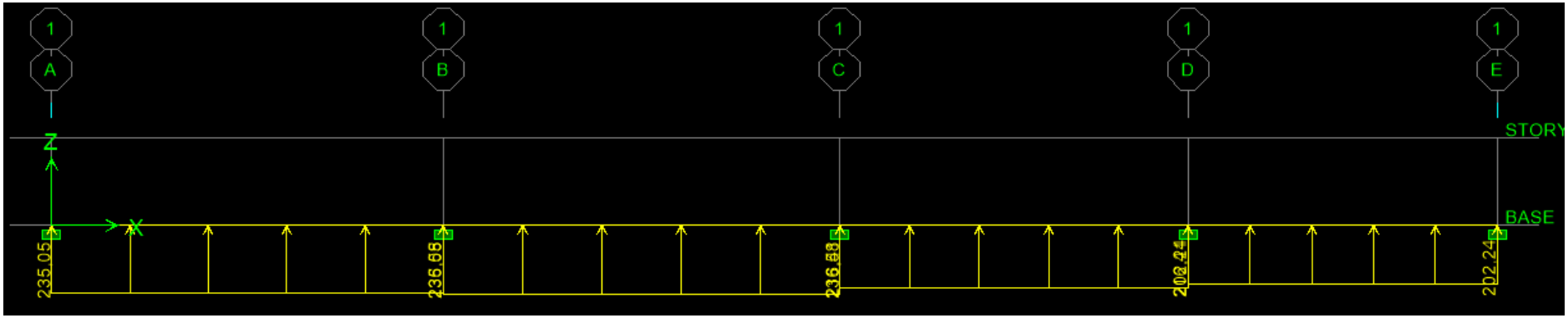


Figure VI.18: Schéma statique de la nervure àl'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens yy).

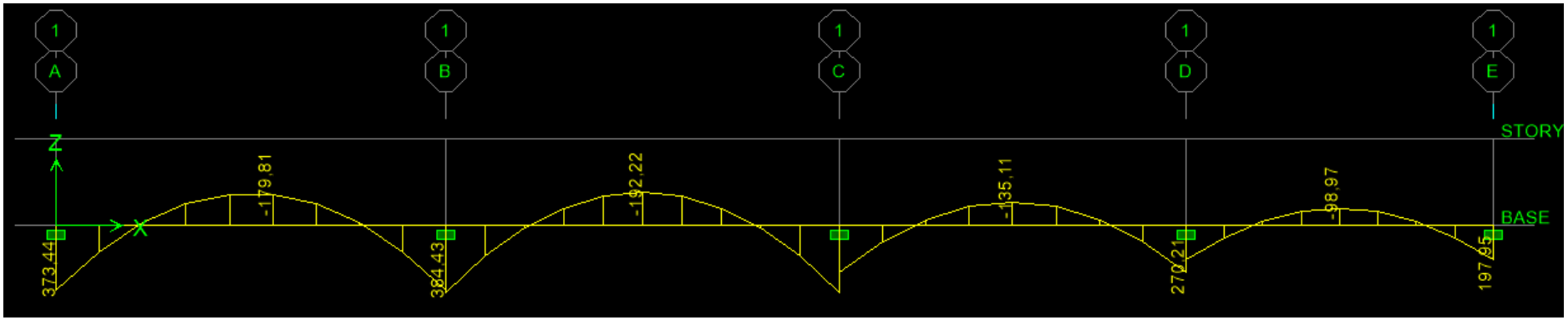


Figure VI.19: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens yy).

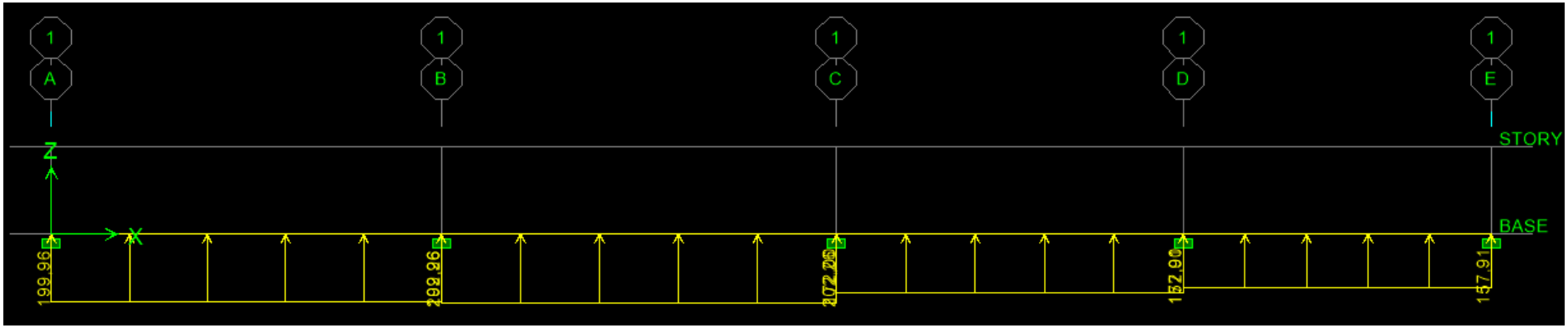


Figure VI.20: *Schéma statique de la nervure àl'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).*

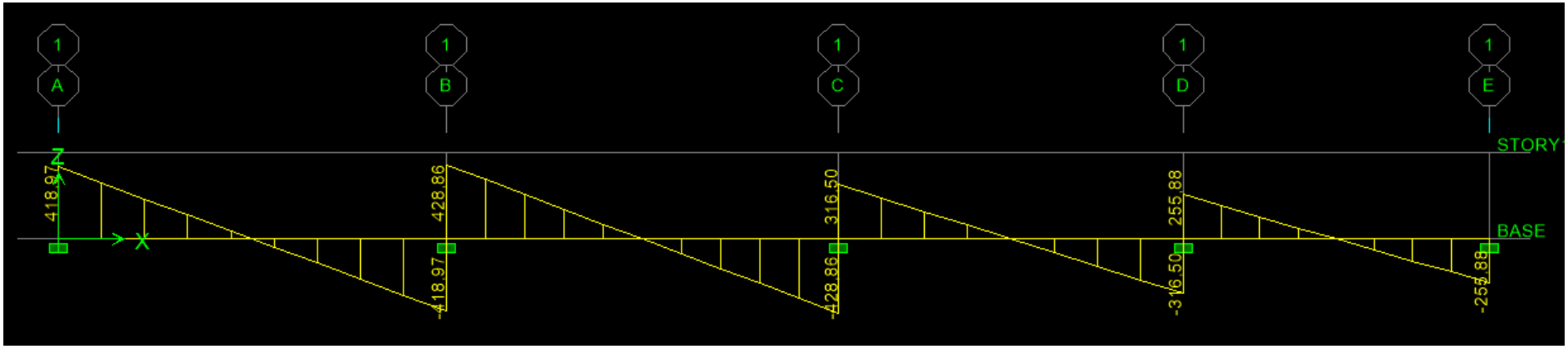


Figure VI.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens yy)

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	445,34	287,32	596,08	384,43
$M_{t\ max}$(KN.m)	222,67	143,66	298,04	192,22
T_{max} (KN)	567,98	364,87	667,47	428,86

Tableau VI.7 : Les efforts internes dans les nervures.

d)Calcul des armatures :

- **Armatures longitudinales :**b=55 cm d= 96cm

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm^2)	$A_{adoptée}$(cm^2)
xx	Appuis	445,34	0.06	0,969	SSA	13.75	**5HA14 filante+5HA14chap = 16,08**
	Travée	222,67	0,03	0,985	SSA	6,76	**5HA12 filante + 5HA12chap=11,3**
yy	Appuis	596,08	0,082	0.957	SSA	18,64	**5H16 filante + 5HA16chap=20,1**
	travée	298,04	0,042	0,979	SSA	7.25	**5HA12 filante + 5HA12chap = 11,3**

Tableau VI.8 : Le ferraillage adopté pour la nervure.

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm \quad \text{Soit :} \quad \phi = 8mm$$

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{lmax}\right\} = \min\left\{\frac{100}{4}; 12 \times 1.6\right\} = \min\{25; 19.2\} = 19.2\ cm$$

Soit : $S_t = 15cm$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50\ m \qquad \text{Soit : } S_t = 20cm$$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 55 = 2.47cm^2$$

Soit : **A_t=4HA9=2,54cm^2 (un cadre et un étrier)**

➢ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm^2/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

A_p = 3 cm^2 /ml $\times$ 1 = 3 cm

On opte pour : **4HA10 = 3,14 cm^2.**

d) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 96 \times \frac{2,1}{400} = 6.38\ cm^2$$

Aux appuis :

$A_a = 16,08 cm^2 > A_{min} = 6.38 cm^2$ **Condition vérifiée**

En travées :

$A_t = 11,3 cm^2 > A_{min} = 6.38 cm^2$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa\right\} = 2,5\ MPa$$

Sens longitudinal : $T_u^{max} = 567,98KN$

$\tau_u = \frac{567,98.10^3}{550 \times 960} = 1,08Mpa \leq \overline{\tau_u} = 2,5\ MPa$ **... ... ...Condition vérifiée**

Sens transversal: $T_u^{max} = 667,47KN$

$\tau_u = \frac{667,47.10^3}{550 \times 960} = 1,26Mpa \leq \overline{\tau_u} = 2.5\ MPa$ **... ... ...Condition vérifiée**

f) Vérification à l'ELS :

1. $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa.$
2. $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1}$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d}$; $\rho = \frac{100.A_s}{b.d}$

Sens	Zone	M_s	$A_{(ELU)}$	ρ	K_1	β_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
x-x	Appuis	287,32	16,08	0,304	42,8	0,914	203,64	4,75	15	**vérifié**
	Travée	143,66	11,3	0,214	52,92	0,926	142,01	2.70	15	**vérifié**
y-y	Appuis	384,43	20,1	0,380	37,35	0,905	220,14	5.89	15	**vérifié**
	Travée	192,22	11,3	0,214	52,92	0,926	191,35	3.61	15	**vérifié**

Conclusion générale

Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur et découvrir de multiples notions du Règlement Parasismique Algérien, du BAEL et des divers Documents Techniques Règlementaires ainsi que leurs applications.
Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre énormément de choses très pratiques telles que l'utilisation de quelques logiciels (ETABS, AOUTOCAD, SOCOTEC…)

Particulièrement, ce travail, nous a permis d'émettre un regard critique par rapport aux plans d'architectures ce qui nous a conduit à les modifier tout en respectant l'économie et les règlements en vigueur.

Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner à fond pour assumer cette responsabilité.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance.

BIBLIOGRAPHIE

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- Le règlement parasismique algérien **RPA99 modifié 2003**
- Règles de conceptions et de calcul des structures en béton armée **CBA93**
- Document technique réglementaire (charges et surcharges) **DTR B .C.2.2**
- Béton armée aux états limites **BAEL91 modifiée 99**

Livre:

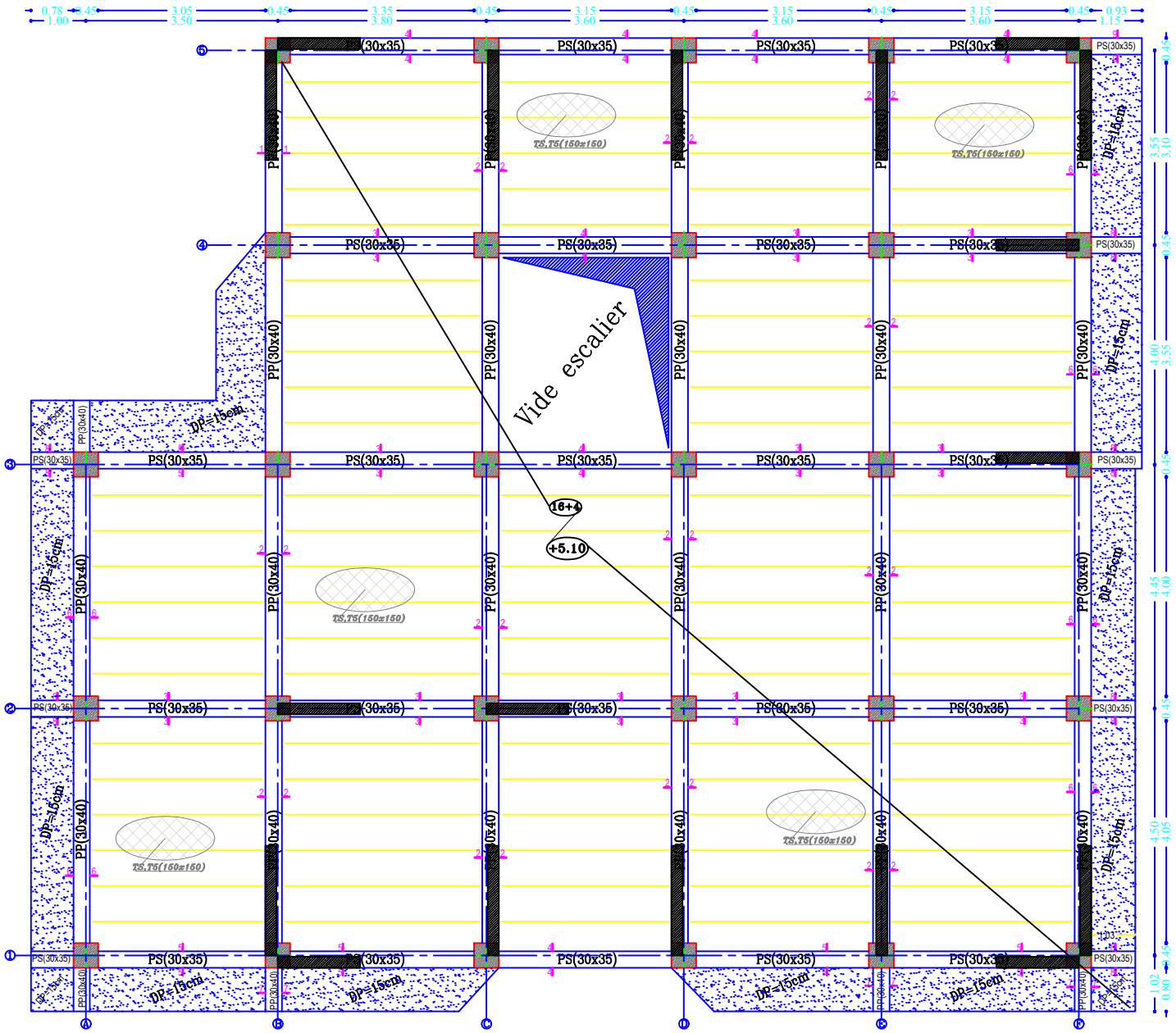
- Les abaques de PIGEAUD
- Les mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

Cours :

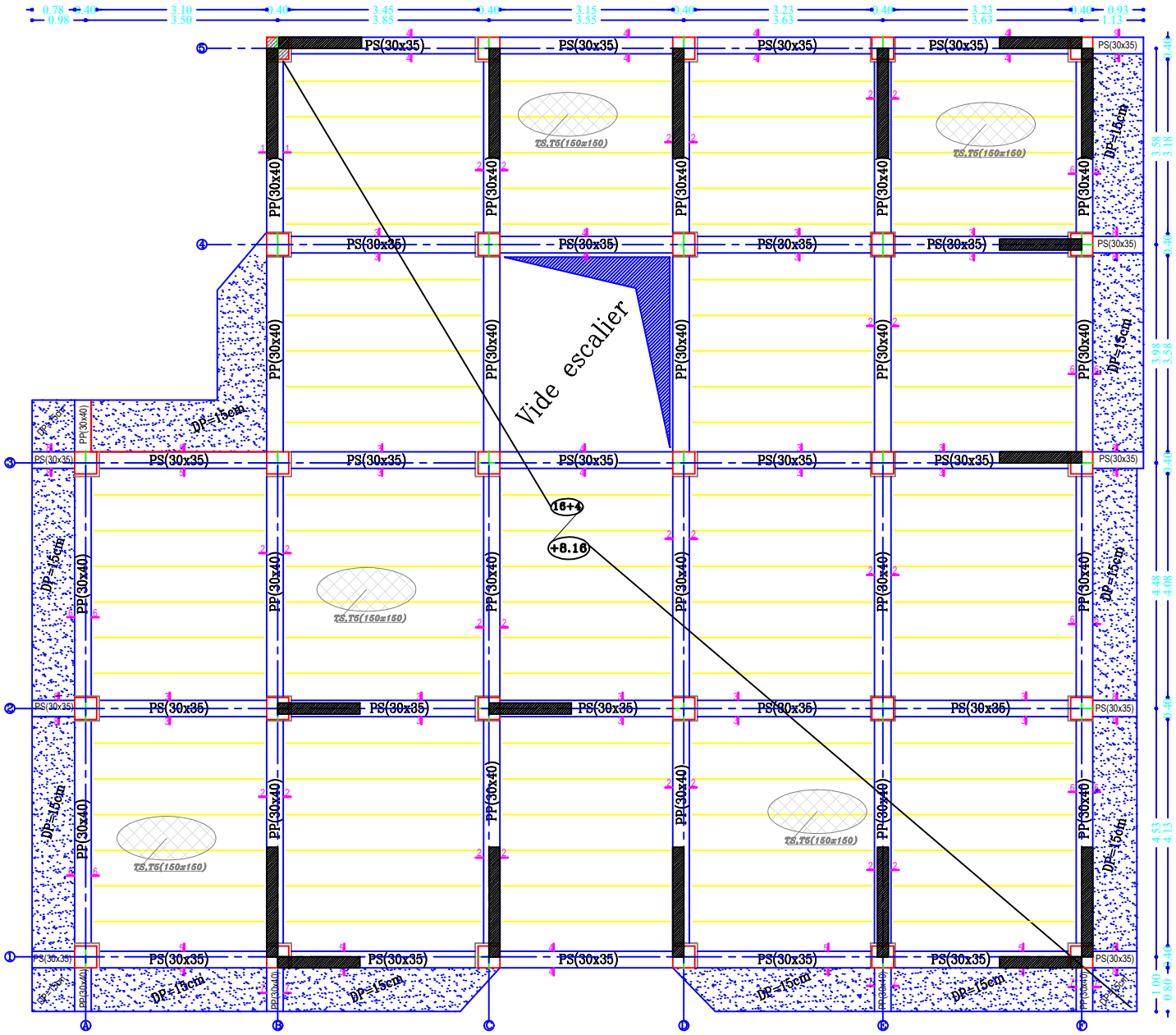
- Béton armé (L_3 et M_1)
- Dynamique des structures (M_1)
- Cours de bâtiment
- Résistance des matériaux (L_2, L_3)

LOGICEL

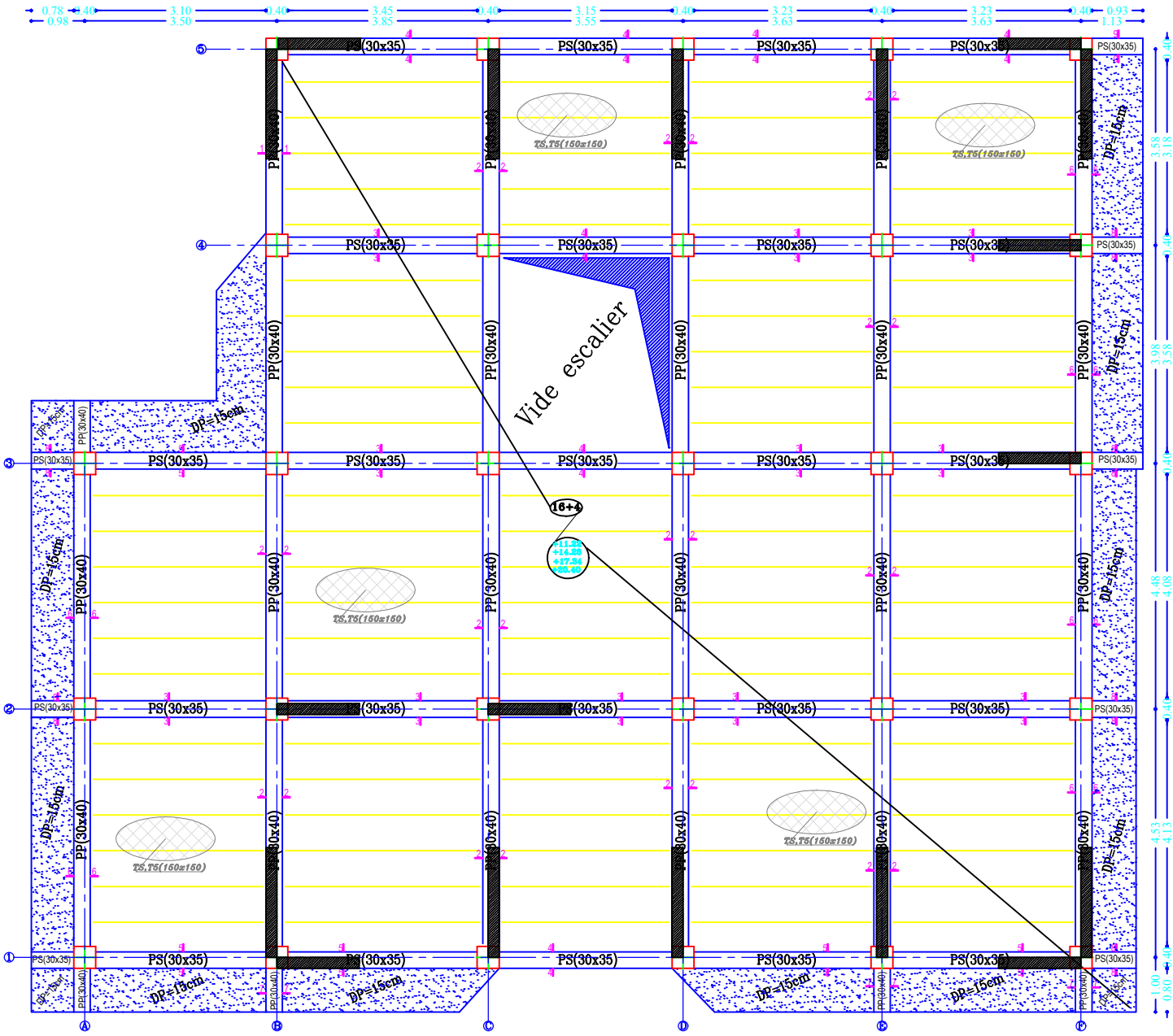
- ETABS 9.7.4.....Analyse des structures
- Autocade 2014 ..... Dessin
- WORD 2007 ....Traitement de textes
- Excel 2007 ..... …calcul
- SOCOTEC BAER ..... …ferraillage des éléments



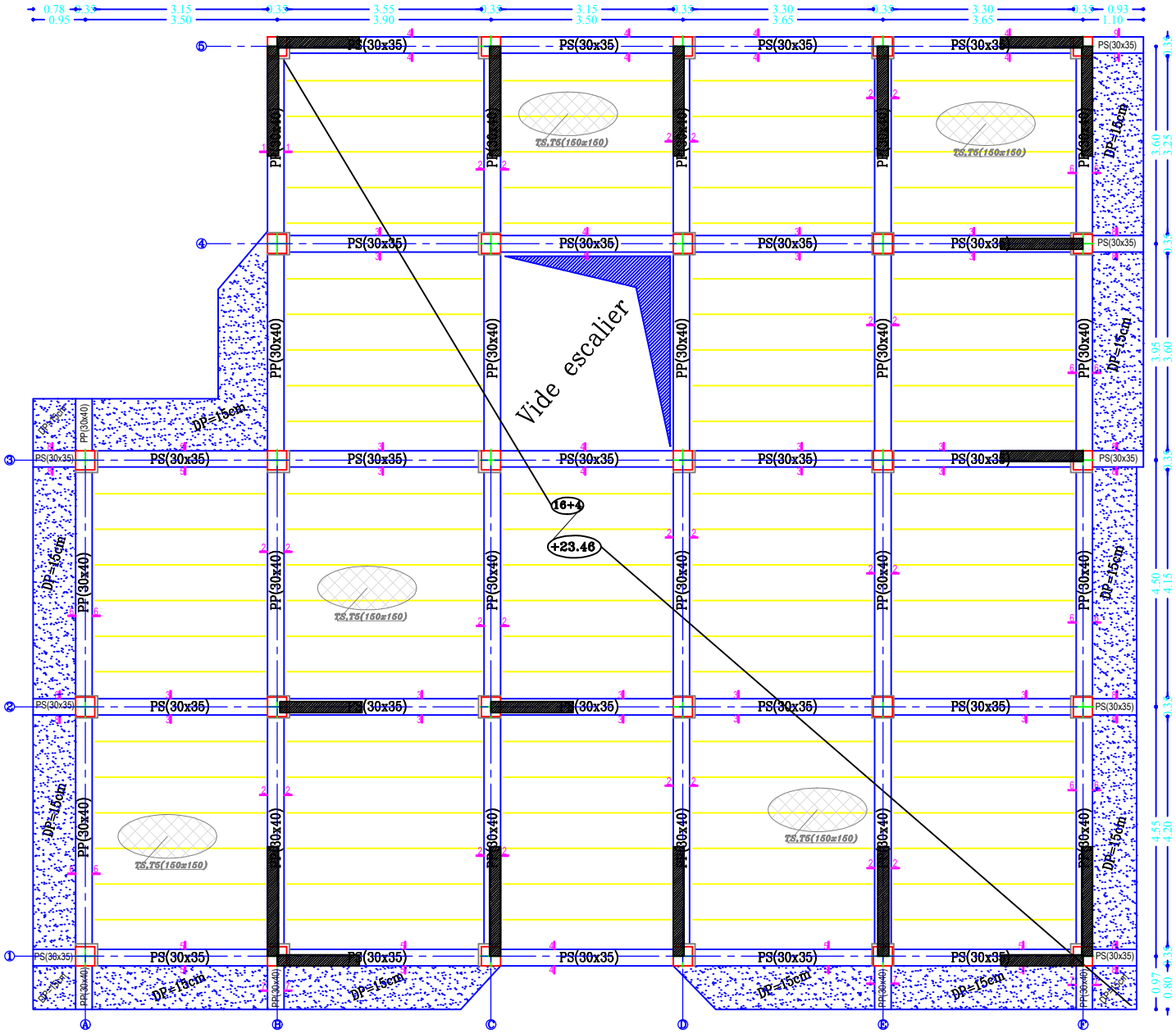
Plan coffrage plancher niv°+5.10m



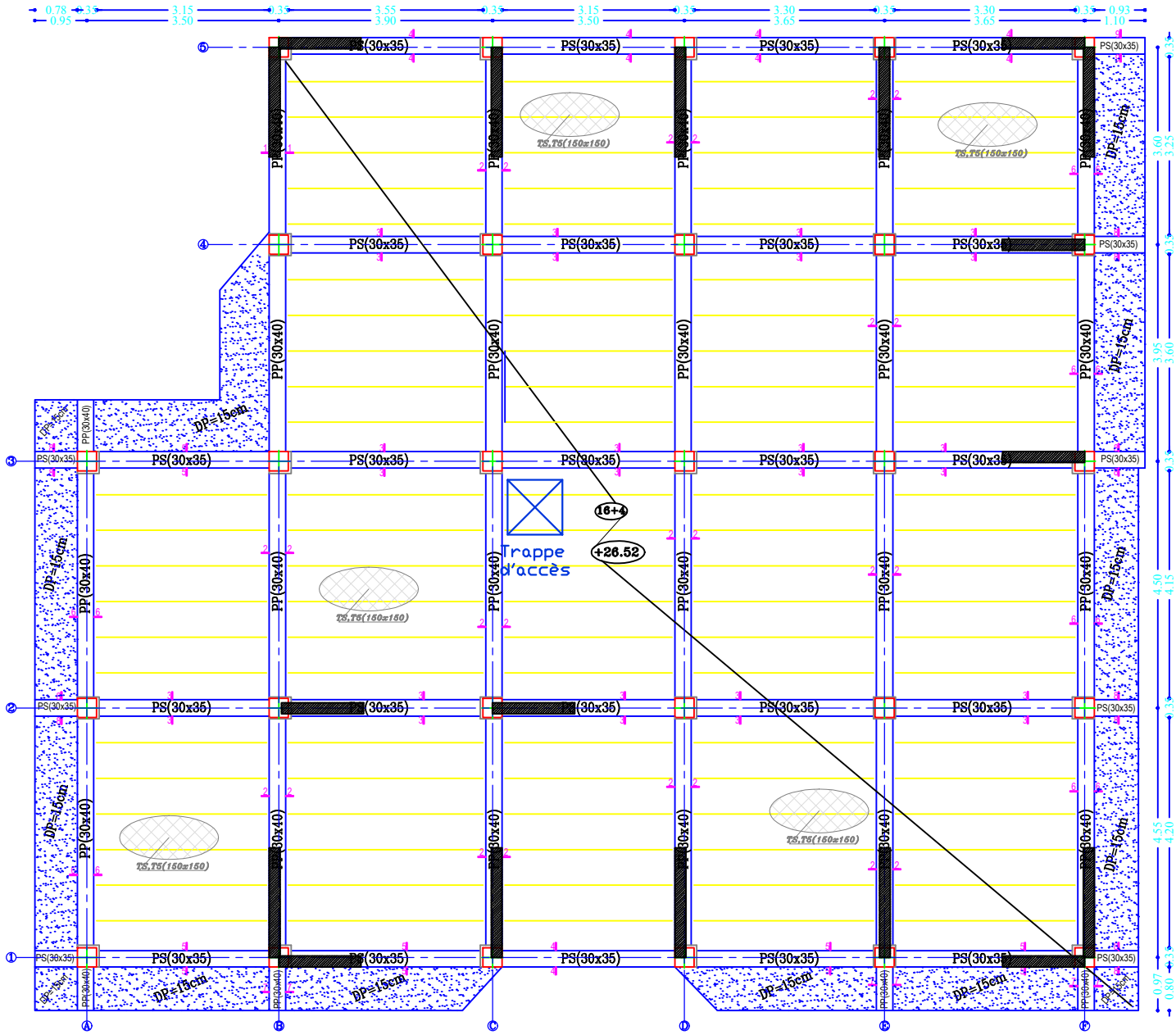
Plan coffrage plancher niv°+8.16m



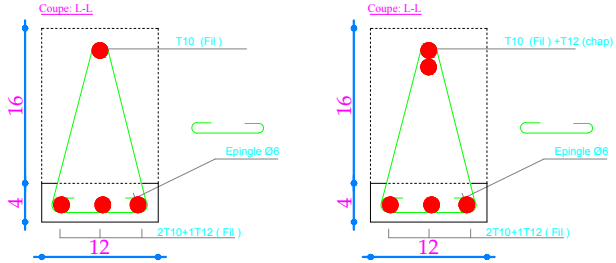
Plan coffrage plancher niv°+11.22/+14.28/+17.34/+20.40m



Plan coffrage plancher niv°+23.46m

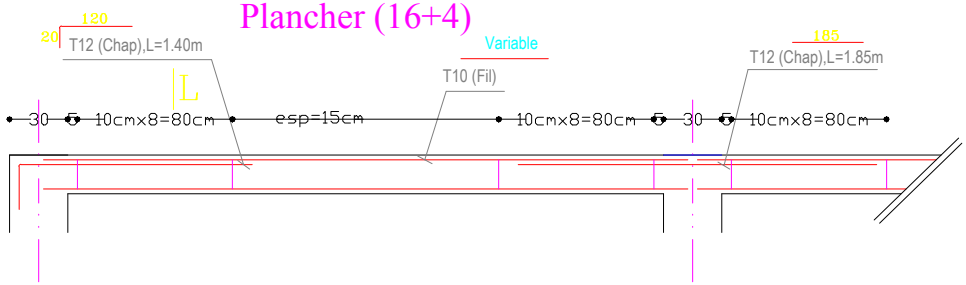


Plan coffrage plancher niv°+26.52m

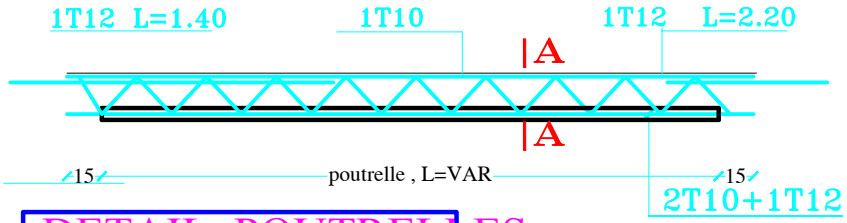


FERRAILLAGE POUTRELLES TYPE (SNS)

Plancher (16+4)

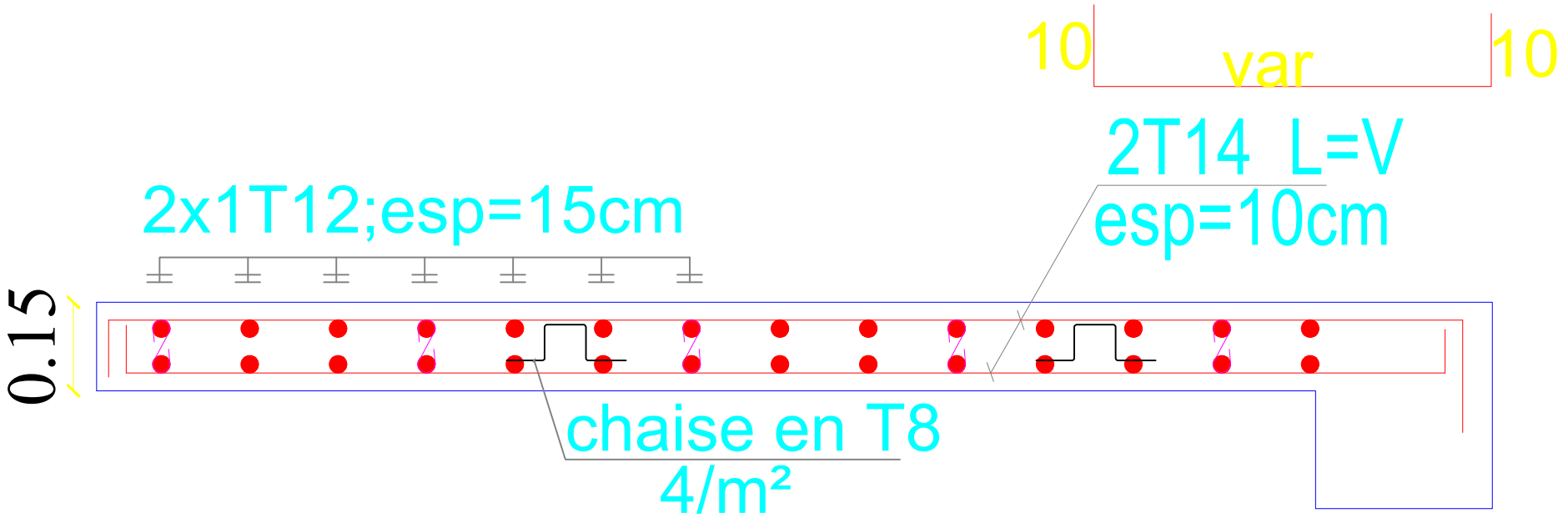


POUTRELLES

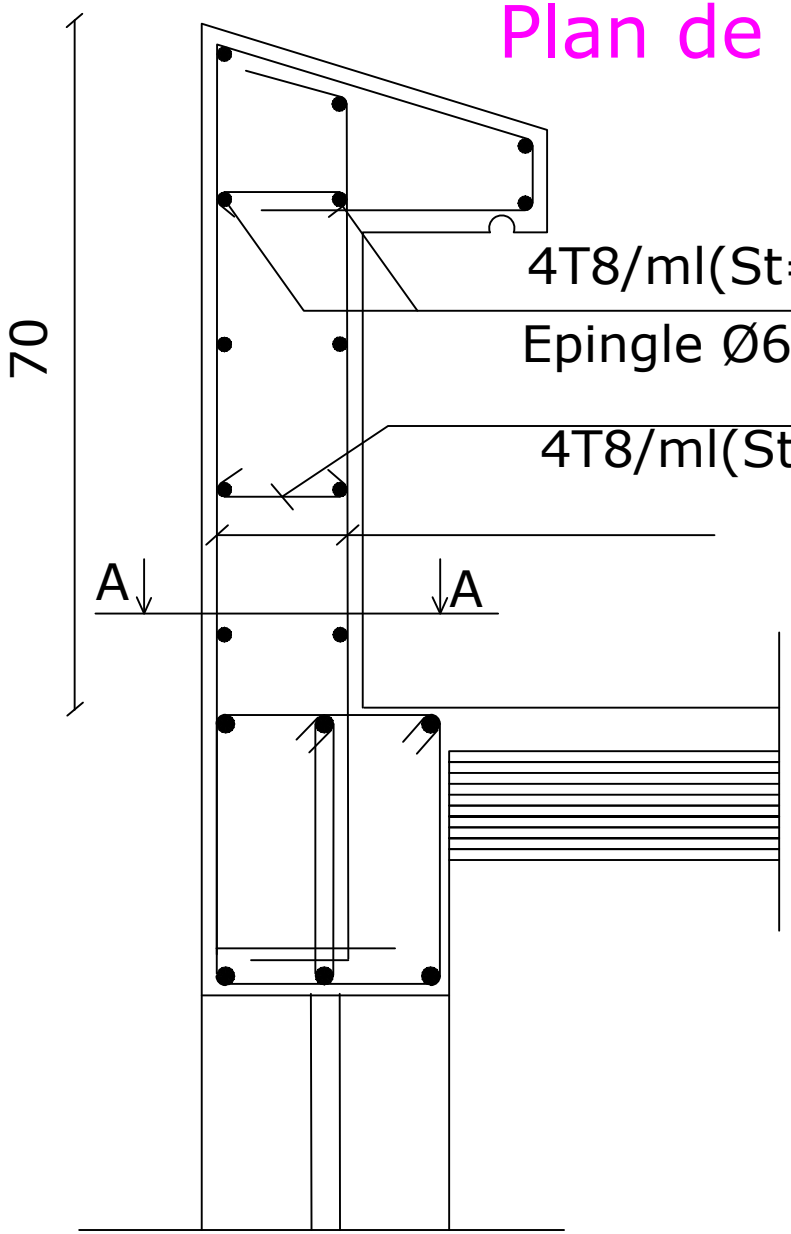


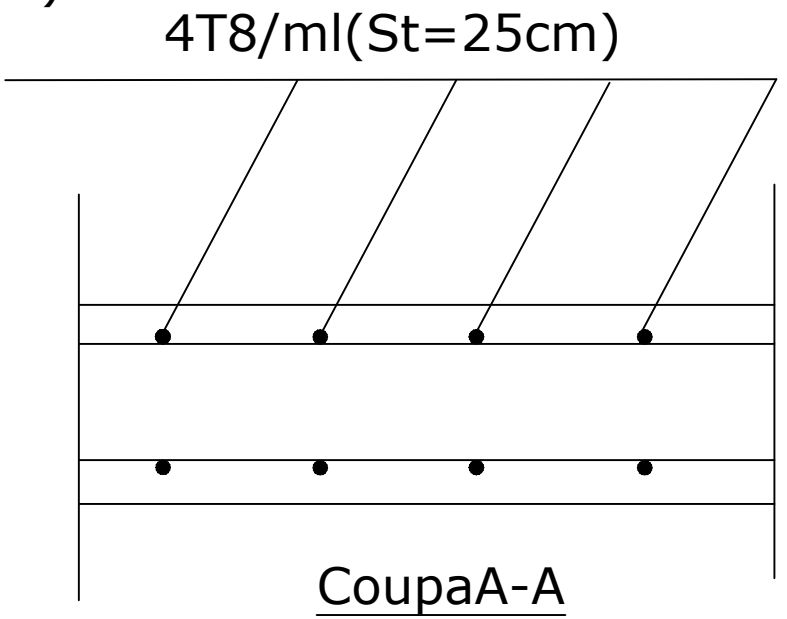
DETAIL POUTRELLES

Ferr.DP ep=15cm



Plan de Ferraillage de l'acrotère

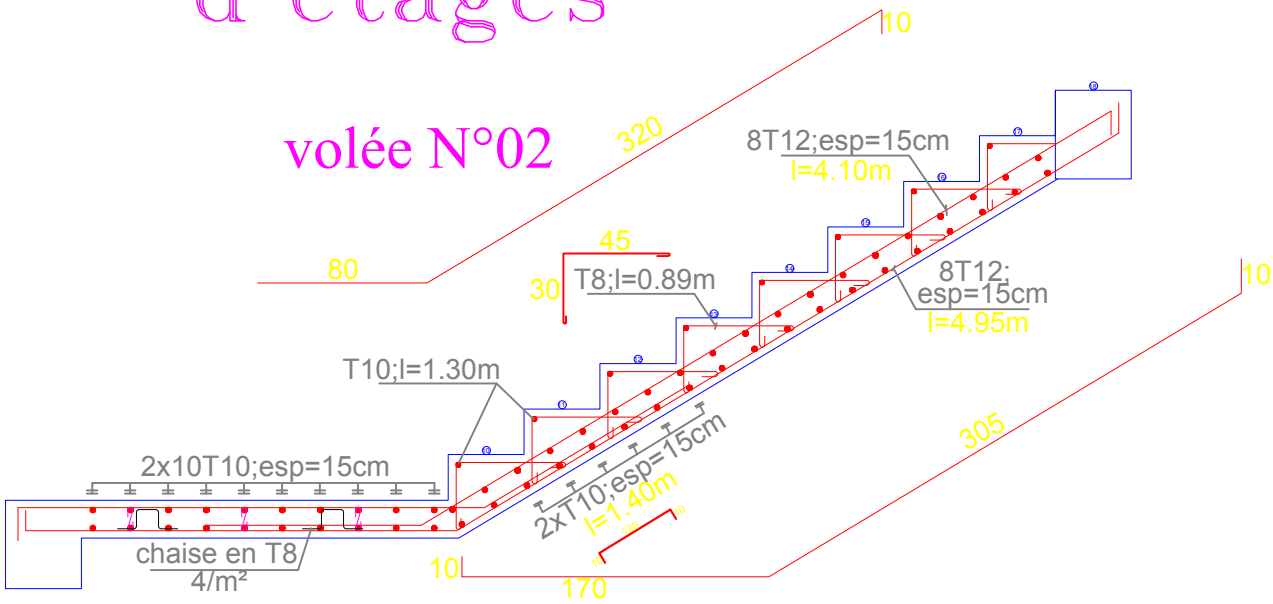




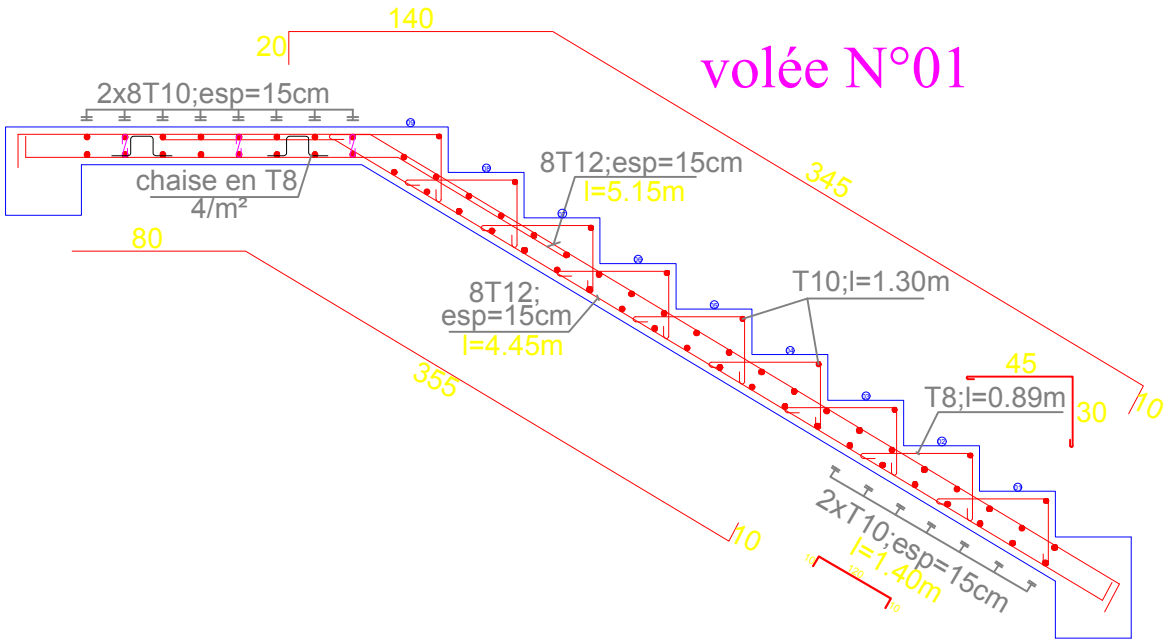
CoupaA-A

Ferraillage escalier d'étages

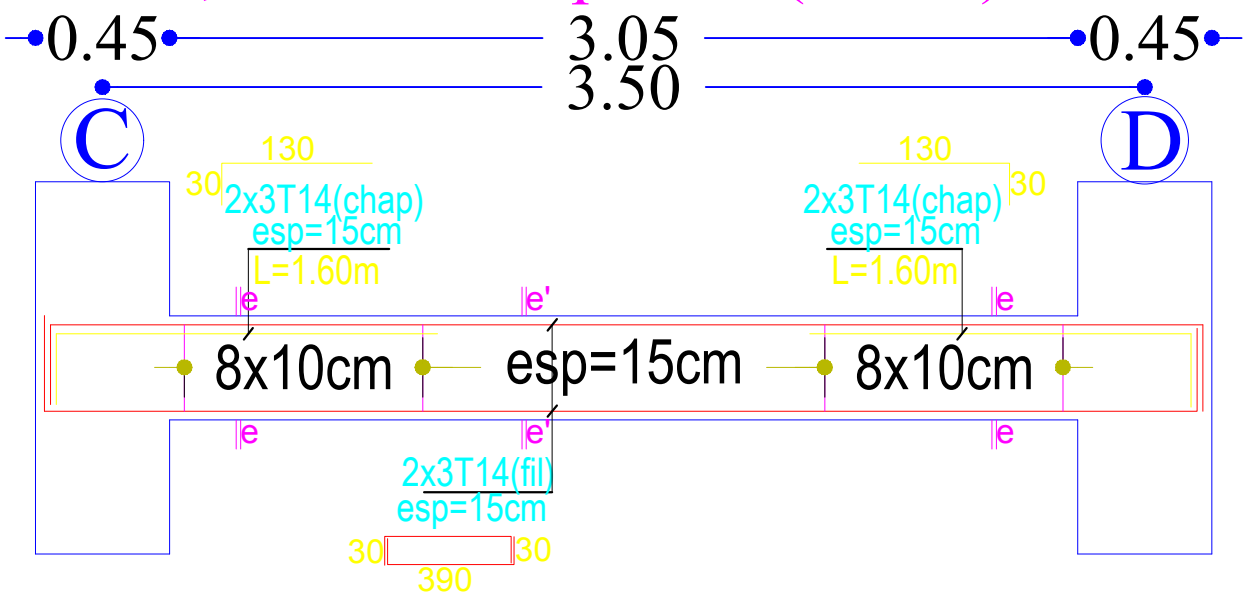
volée N°02



volée N°01



Coff;Ferr Poutre palière (30x35)

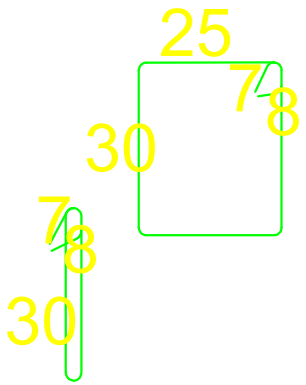


Coupe:(e-e)

3T14fil+3T14chap

(cad +etr) en T8

3T14fil

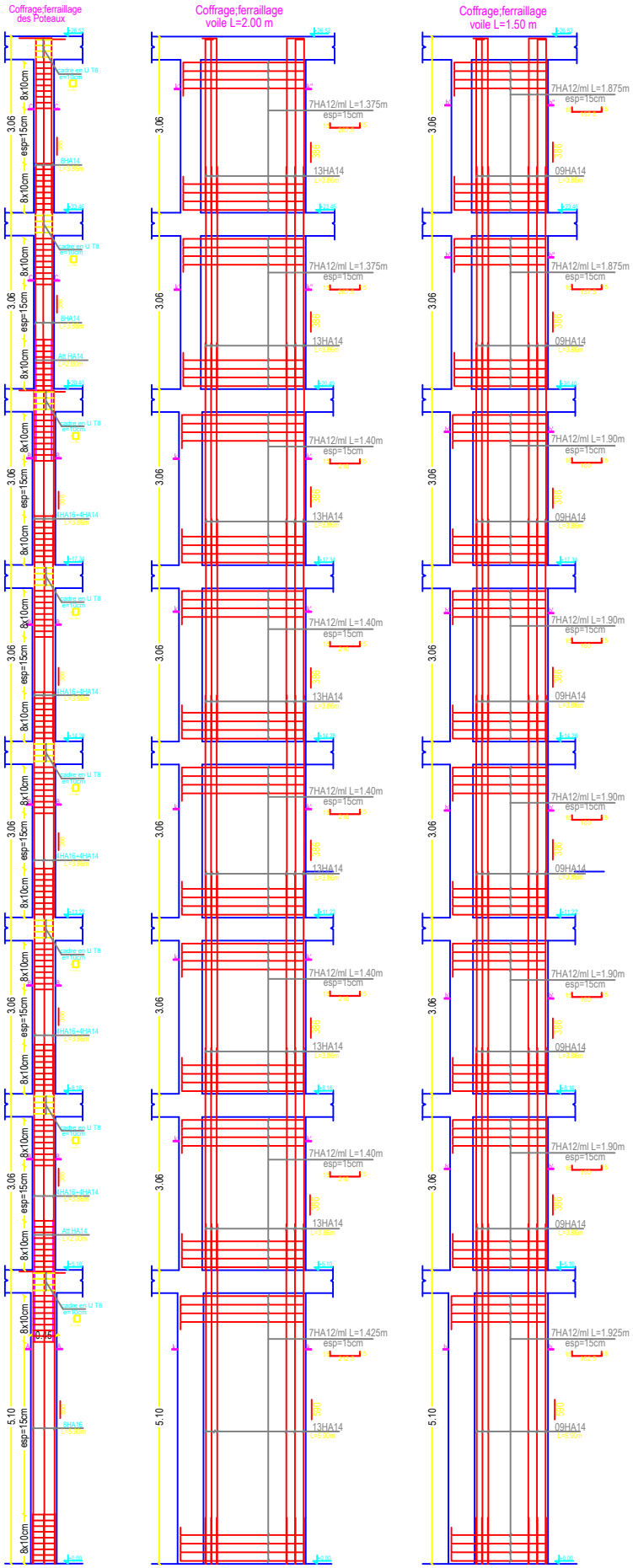


Coupe:(e'-e')

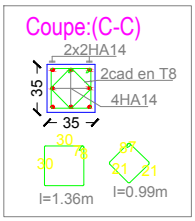
3T14fil

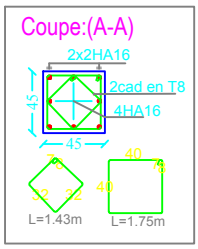
(cad +etr) en T8

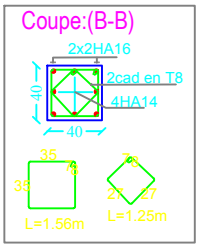
3T14fil

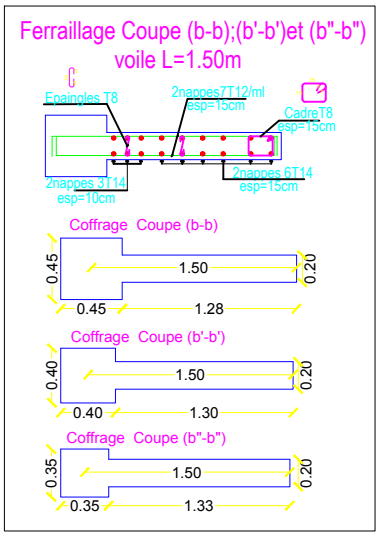


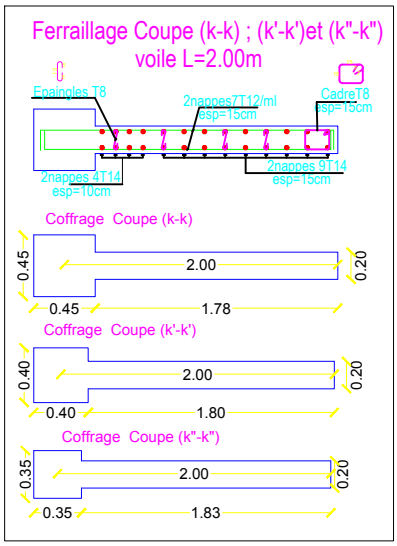
NOTA:
Les POTEAUX SUPPORTS ESCALIERS
ESPACEMENT DES CADRES = 10 Cm const





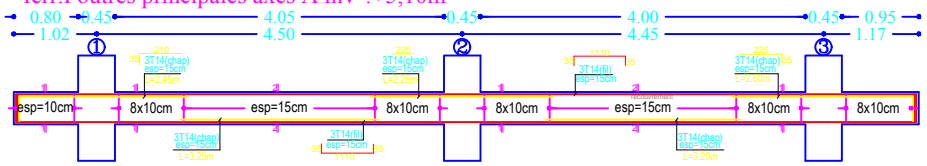


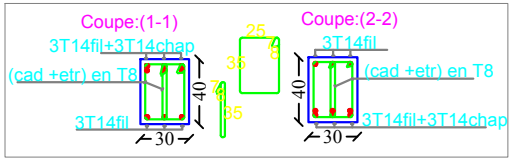




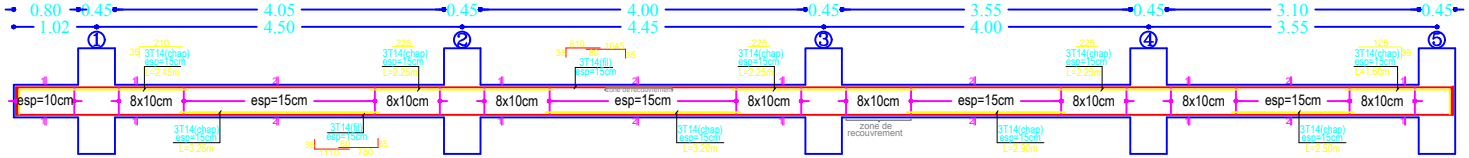
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par:	Plan Coffrage/ Ferraillage Poteaux-voiles	Projet: Construction à usage d'abitation
		Echelle: 1/50
Dirigé par: MF		2021-2022

ferr.Poutres principales axes A niv°:+5,10m

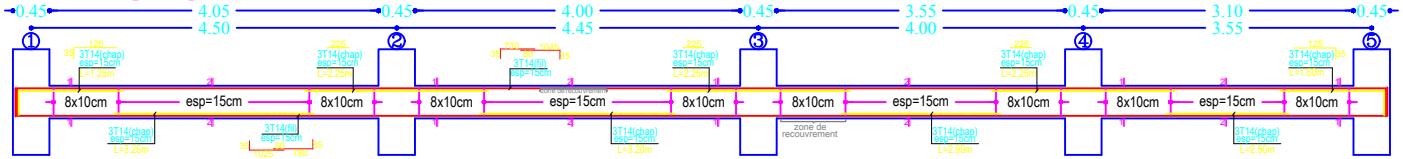


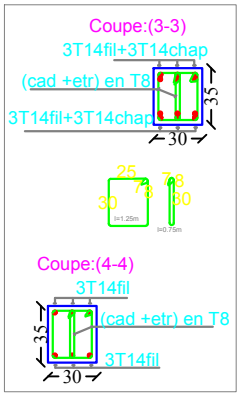


ferr.Poutres principales axes B ;Fet E niv°:+5,10m

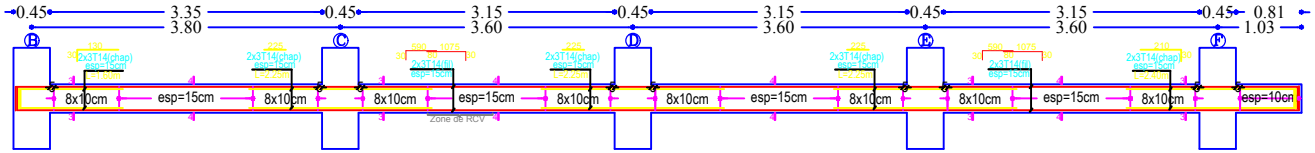


ferr.Poutres principales axes C et D niv°:+5,10m

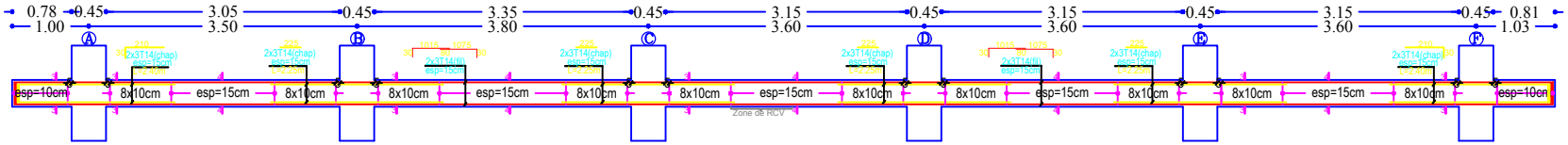




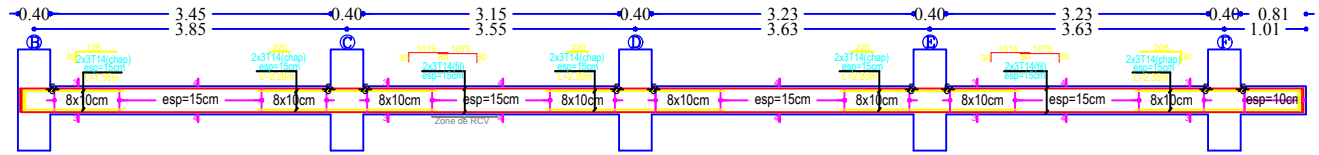
ferr.Poutres secondaires file 1et 2 niv°:+5.10m



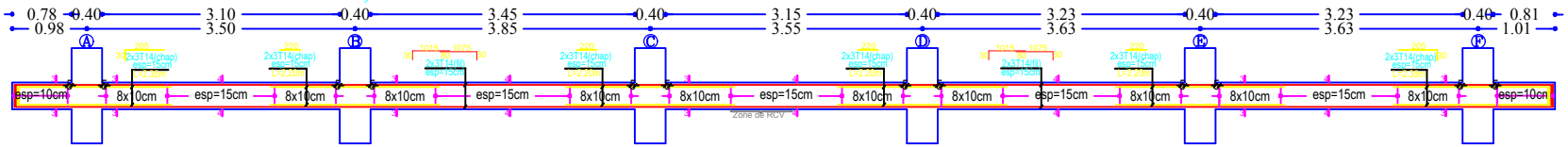
ferr.Poutres secondaires file 3 ; 4 et 5 niv°:+5.10m

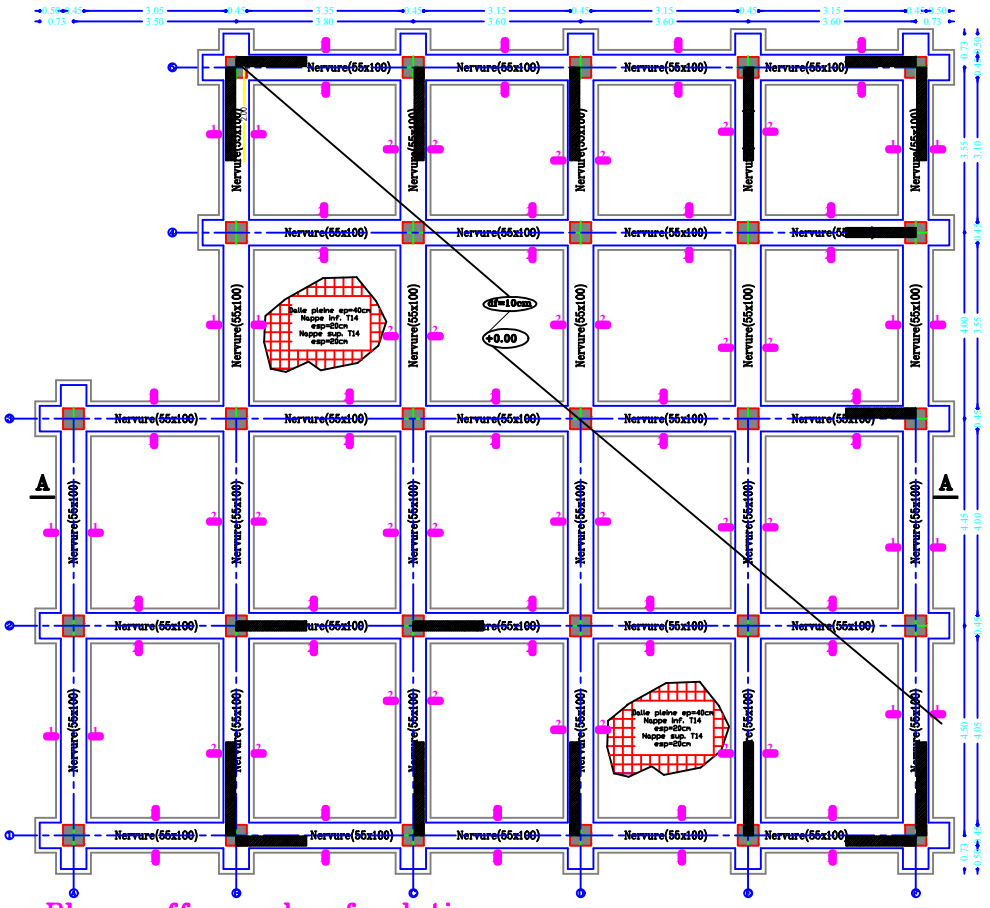


ferr.Poutres secondaires file 1 et 2 niv°:+5.10m

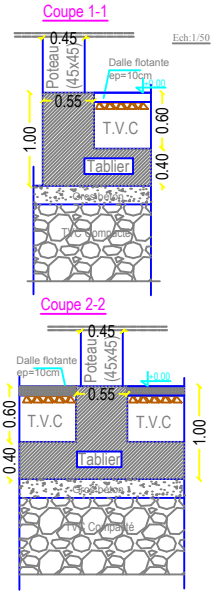


ferr.Poutres secondaires file 3 ; 4 et 5 niv°:+5.10m

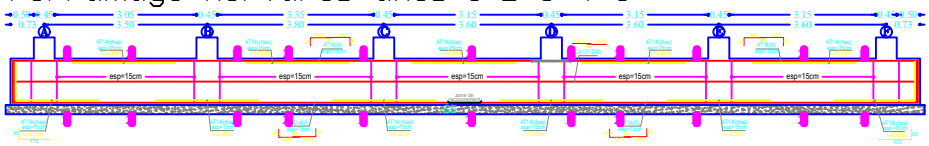


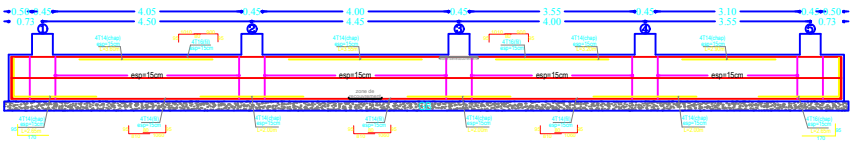


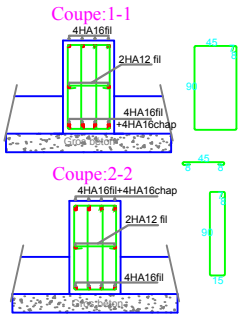
Plan coffrage des fandations:



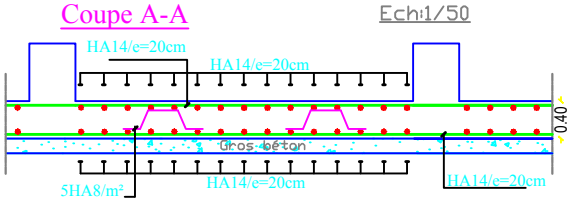
Ferraillage Nervures axes 1-2-3-4-5

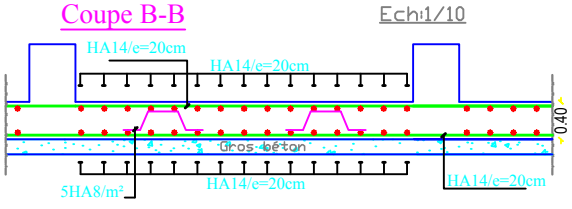




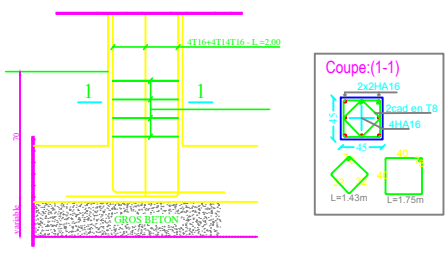


Ferraillage Dalle du radier





FERRAILLAGE AMORCE POTEAUX



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par:	Plan Coffrage/ Ferraillage des Fondation	Projet: Construction à usage d'habitation
Dessiné par:		Echelle:1/50
		2021-2022