REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

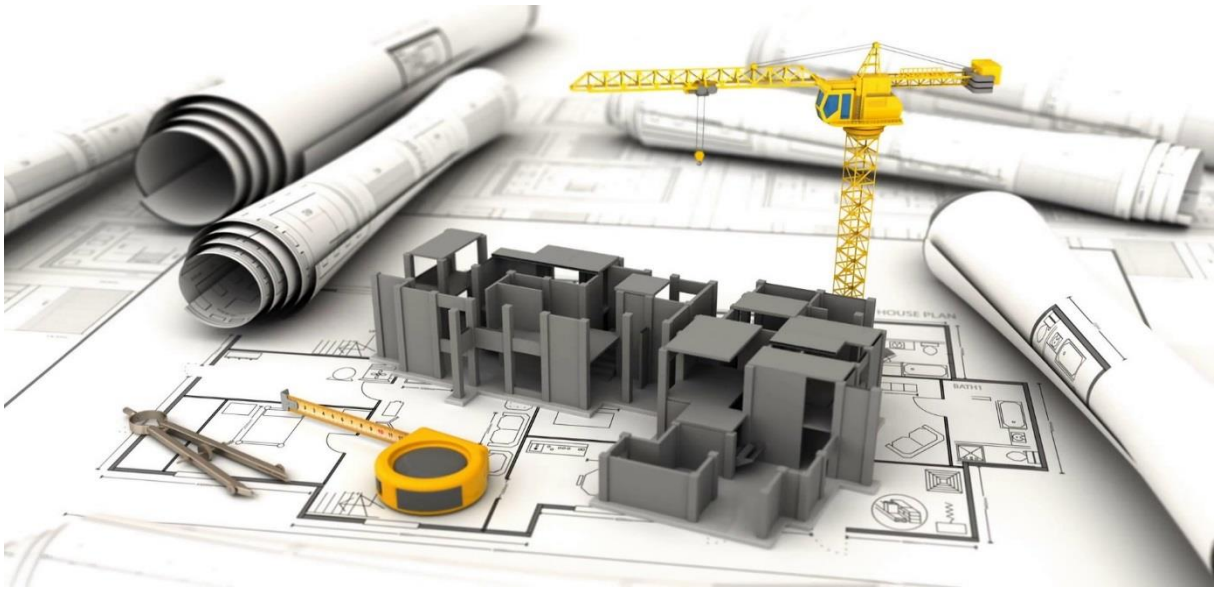
En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en génie civil
Option : Constructions civiles et Industrielles

THEME

Étude d'un bâtiment (RDC+5+trois sous-sols + une charpente en bois)

à usage d'habitation, commercial. Contreventé par un système mixte

Avec logiciel ETABS



Dirigé par :
M^me^ SI-AHMED

Etudié par : BESTANI KAHINA
BOUAZIZ ALI RAMDANE

Année universitaire :2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

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

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

Nous adressons nos remerciements les plus sincères à notre promotrice, MADAME SI-AHMED pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail, son accompagnement sa disponibilité et pour la patience dont elle a fait part à notre égard.

Nos remerciements vont aussi à l'égard des membres du jury pour avoir accepté d'examiner notre projet.

Ainsi, nous tenons à exprimer nos remerciements les plus sincères à toute personne ayant eu la bonté et la patience de satisfaire notre curiosité et de nous aider dans notre travail par leurs précieux conseils, réponses et recommandations.

Nous remercions chaleureusement nos familles respectives pour l'aide et soutien moral, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments et remerciements pour leurs encouragements, leur aide et leur éducation. Ce travail est le fruit de vos sacrifices, puisse dieu vous préserver et vous accorder longue vie et bonheur. Merci infiniment mes parents

Mes chères frères et sœurs.

Mon binôme ALI ainsi que toute sa famille.

Ma promotrice Mme SI AHMED.

Mes amis les plus proches.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments et remerciements pour leurs encouragements, leur aide et leur éducation. Ce travail est le fruit de vos sacrifices, puisse dieu vous préserver et vous accorder longue vie et bonheur. Merci infiniment mes parents

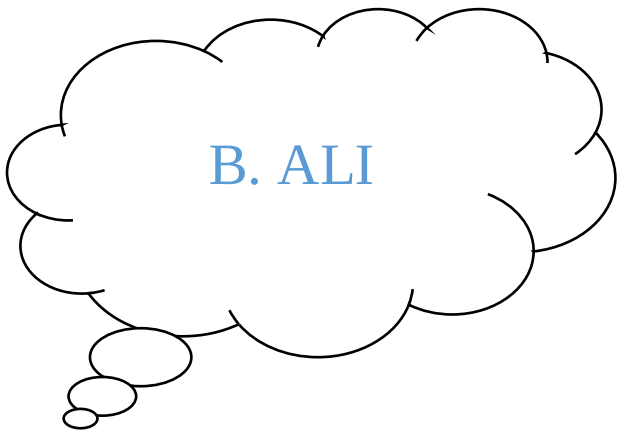
Ma chère sœur et son mari.

Mes cousins.

Ma binôme KAHINA ainsi que toute sa famille.

Ma promotrice Mme SI AHMED.

Mes amis les plus proches.



Listes des tableaux

Tableau I.1: Tableau des résistances caractéristiques du béton……..9

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers……...13

Tableau I.3 : Limites d'élasticité des aciers utilisés……...14

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA…….....20

Tableau II.2: Evaluation des charges plancher étage courant (G)……..23

Tableau II.3: Evaluation des charges pour balcon des étages courants (dalle pleine)…..23

Tableau II.4 : Charges revenants aux murs extérieurs……...24

Tableau II.5 : Charges revenants aux murs intérieurs……...24

Tableau II.6 : Charge permanents de la toiture…….25

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitations des différents éléments secondaires……25

Tableau II.8: Surcharges cumulées……...28

Tableau II.9 : Tableau récapitulatif de la descente de charge sur poteau ……..29

Tableau II.10 :Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA...29

Tableau II.11 : Caractéristiques géométriques des éléments de l'ouvrage……31

Tableau III.1.1 : Charges et surcharges revenant au palier……37

Tableau III.1.2 : Charges et surcharges revenant à la paillasse……38

Tableau III.1.3 : Combinaisons de charges……38

Tableau III.2.1 : Evaluation des charges permanentes du balcon……51

Tableau III.4 .1 :Vérification des conditions exigées par le RPA pour les Poutres palières……68

Tableau III.5.1: Évaluation des charges de l'acrotère de terrasse inaccessible……...78

Tableau III.6.1 : Rapport de charges……90

Tableau III.6.2 : Rapport de charges……..103

Tableau IV.1: Critère de qualité « q »……151

Tableau IV.2: Valeurs du coefficient de pondération β…….....153

Tableau V.3.1 : Justification du système de contreventement……...163

Tableau V.5.1 : Vérification du déplacement maximal de la structure/x……..167

Tableau V.5.2 :Vérification du déplacement maximal de la structure/y……...167

Tableau V.6.1 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le sens x……..168

Tableau V.6.2 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le sens Y…….168

Tableau V.7.1 :L'effort normal réduit dans les poteaux…….....169

Tableau V.8.1 :Vérification de l'excentricité……170

Tableau VI.1 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés……171

Tableau VI.1 .2.1 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA……...172

Tableau VI .1.3 : Résultats de ferraillage des poteaux……...176

Tableau VI.1.4 :Détermination de la zone nodale……..178

Tableau VI.1.5:Vérification des contraintes à l'ELS……..181

Tableau VI.2.1 :Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA…….....183

Tableau VI.2.2 : Ferraillage des poutres secondaires……..185

Tableau VI.2.3 : Ferraillage des poutres principales……186

Tableau VI.2.4 :Récapitulatif des espacements……..189

Tableau VI.2.5 :Récapitulatif de la Vérification de l'entrainement des barres……...191

Tableau VI-3-3 : Ferraillage adopté……200

Tableau VI.3.4 :Résumé des résultats de ferraillage et des vérifications du Voile transversal……201

Tableau VI.3.4 : Résumé des résultats de ferraillage et des vérifications du Voile longitudinal VL1=2 m.……202

Tableau VI.3.4 : Résumé des résultats de ferraillage et des vérifications du Voile longitudinal VL2=1.1 m.……203

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)……206

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinales)…….206

Tableau VII.3 : Présentation de la résultante des charges……..207

Tableau VII.4 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)……208

Tableau VII.5 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinales)……208

Tableau VII.6 : Présentation de la résultante des charges…….208

Tableau VII.7 : Les efforts interne dans la poutre…….210

Tableau VII.8: Ferraillage de la poutre de rigidité au niveau des appuis……..211

Tableau VII.9: Ferraillage de la poutre de rigidité en travée……211

Tableau VIII. 1 : Ferraillage de voile périphérique……..218

Tableau VIII.2 : Vérifications des contraintes à L'ELS……...220

Liste des figures

Figure I.1 : Elément d'un plancher en corps creux……3

Figure I.2 : Elément d'un plancher en dalle pleine……4

Figure I.3 : Escalier en deux volées……...…4

Figure I.4 : Evaluation de la résistance fcj en fonction de l'âge du béton……..8

Figure 1.5 : Diagramme contrainte déformation à L'ELU……10

Figure 1.6 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS……11

Figure I.7 : Diagramme contraintes et déformations de l'acier……14

Figure II.1: Coupe d'un plancher en corps creux……...17

Figure II.2: Les éléments principaux d'un plancher a corps creux……18

Figure II.3: Coupe d'un voile en élévation……21

Figure II.4: Schéma du plancher étage courant……..23

Figure II.5 : Coupe verticale d'un mur extérieur……....24

Figure II-6 : Coupe verticale d'un mur intérieur……24

Figure II.7: Surface d'influence……26

Figure II.8 : Surface du la toiture revenant au poteau le plus sollicité……..26

Figure II.9 : Schéma de surcharges cumulées dans un bâtiment……28

Figure III.1.1 : Schéma de l'escalier……..32

Figure III.1.1 : Schéma statique de la volée du RDC……....33

Figure.III.1.2 : Schéma statique de la volée du RDC vers les étages supérieurs…34

Figure.III.1.3 : Schéma statique de la volée du sous-sol 1……35

Figure.III.1.4 : Schéma statique de la volée de la cave……...36

Figure III.1.5 : Schéma statique du chargement à L'ELU……..39

Figure III.1.6 : Schéma statique d'escalier à l'ELU……42

Figure III.1.7 : Schéma statique du chargement à L'ELS……..45

Figure III.1.8: Schéma de ferraillage d'escalier du RDC vers les étages courants….50

Figure III.2.1 : Coupe verticale d'un balcon……...51

Figure III.2 : Schéma statique du balcon…….51

Figure III.2.3 : Diagrammes des moments à l'ELU et l'ELS de balcon……..…52

Figure III.2.4 : Crochet pour la longueur de scellement……..54

Figure III.2.5 : Ferraillage du balcon……56

Figure III.3.1 : Schéma statique de la poutre de chainage……57

Figure III.3.2 : Crochet pour la longueur de scellement……...61

Figure III.3.3 : Schéma statique de la poutre de chainage……63

Figure III.3.4 : Ferraillage de la poutre de chainage…….66

Figure III.4.1 : Schéma de la poutre palière……..67

Figure III.4.2 : Schéma de la poutre palière……..68

Figure III.5.1 : Vue en plan de l'acrotères……77

Figure III.5.2 : Schéma statique de l'acrotère de terrasse…….79

Figure III.5.3 : Schéma statique de calcule du ferraillage……79

Figure III.5.4 : Ferraillage de l'acrotère de la terrasse inaccessible……83

Figure III.6.1 : Coupe transversale dans un plancher en corps creux…….84

Figure III.6.2 : Treillis soudé 150x150……...85

Figure III.6.3 : Surface revenant aux poutrelles…….86

Figure III.6.4 : Coupe transversale de la poutrelle……..87

Figure III.6.1.1: Valeurs des moments aux appuis…….90

Figure III.6.1.2: Schéma statique de ferraillage……..93

Figure III.6.1.3 : Plan de ferraillage du plancher en corps creux……..102

Figure III.6.2.1: Valeurs des moments aux appuis……104

Figure III.6.2.2: Schéma statique de ferraillage…….107

Figure III.6.2.3: Plan de ferraillage du plancher en corps creux (2eme cas)……116

Figure III.7.1 : Schéma statique de la panne…….118

Figure III.7.2 : Schéma statique du chevron……119

Figure III.7.3 : Schéma statique du liteau……..121

Figure III.8.1 : Schéma statique de la poutre incliné……123

Figure IV.1.1 : Coupe du ferraillage des poteaux 50x50……182

Figure IV.1.2 : Coupe du ferraillage des poteaux 45x45……182

Figure IV.1.3 : Coupe du ferraillage des poteaux 40x40……182

Figure VI.3.1 : La convention de signes pour les efforts internes dans les voiles…..194

Figure VI.3.2 : Diagramme d'une section entièrement comprimé……..195

Figure VI.3.3 : Diagramme d'une section partiellement comprimée……195

Figure VI.3.4: Diagramme d'une section entièrement tendue……196

Figure VI.3.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles……..197

Figure VII.1 : Répartition des efforts dans la semelle……206

Figure VII .2 : Diagramme des moments……211

Figure. VIII.1 : Schéma statique du mur plaque du sous sol……..215

Figure VIII.2 : Diagrammes des contraintes……..216

Liste des diagrammes

- Diagrammes des efforts internes (ELU) pour l'escalier……..41
- Diagrammes des efforts internes (ELS) pour l'escalier……..47
-Diagrammes des moments à l'ELU et l'ELS de balcon……...52
-Diagramme des efforts internes à l'ELU pour la poutre de chainage……..59
-Diagramme des efforts internes à l'ELS pour la poutre de chainage……...64
-Diagramme des efforts internes pour la poutre palière (ELU)…….70
-Diagramme des efforts internes pour la poutre palière (ELS)…….74
-Diagrammes des efforts internes de la poutrelle……...87
-Diagramme des efforts internes à L'ELU de la poutrelle 1ercas ……..92
-Diagramme des efforts internes à L'ELS de la poutrelle 1ercas……98
-Diagramme des efforts internes à L'ELU de la poutrelle 2emecas ……106
-Diagramme des efforts internes à L'ELS de la poutrelle 2emecas ……112
-Diagramme des efforts internes à l'ELU pour la poutre inclinée……..125
-Diagramme des efforts internes à l'ELS pour la poutre inclinée……..129
-Diagrammes des contraintes du voile périphérique……...216

Notations Et Symboles

➢ Majuscules Romaines :

A ou As ou Al: Aire d'une section d'acier (longitudinal) **;**
At:Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales ;
B :Aire d'une section de béton ;
Br: Section réduite ;
Es: Module de Young de l'acier ;
Eij:Module de Young instantané à l'âge de j jours ;
Evj:Module de Young différé à l'âge de j jours ;
F: Force ou action en général ;
I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au béton ;
Mser: Moment fléchissant de calcul de service ;
Mu: Moment fléchissant de calcul ultime ;
Mt: Moment en travée ;
L: Longueur ou portée ;
Lmax: La plus grande portée entre deux éléments Porteurs successifs ;
Nser: Effort normal de calcul de service ;
Nu: Effort normal de calcul ultime ;
G: Charge permanente ;
Q: Charge d'exploitation ;
Vu: Effort tranchant de calcul ultime ;
W: Résultante des actions du vent.

➢ Minuscules Romaines :

$\boldsymbol{a}$: Largeur d'un poteau ;
$\boldsymbol{a'}$ **(ou** $\boldsymbol{b'}$**)** : Dimension d'une fondation ;
$\boldsymbol{b}$: Largeur d'une poutre, ou d'un poteau ;
$\boldsymbol{b0}$: Largeur de l'âme d'une poutre ;
$\boldsymbol{d}$ **(et** $\boldsymbol{d'}$**)** : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton ;
$\boldsymbol{e}$: Excentricité de l'effort normal, épaisseur d'une dalle ;
$\boldsymbol{fe}$: Limite d'élasticité de l'acier ;
$\boldsymbol{fcj}$: Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge de j jour ;
$\boldsymbol{ftj}$: Résistance caractéristique {la traction du béton a l'âge de j jour ;
$\boldsymbol{g}$: Charge permanente unitaire ;
$\boldsymbol{h}$: Hauteur d'une poutre, d'une fondation ;
$\boldsymbol{h0}$: Hauteur du talon d'une poutre ;
$\boldsymbol{ht}$: Hauteur totale du plancher ;
$\boldsymbol{i}$: Rayon de giration d'une section ;
$\boldsymbol{j}$: Nombre de jours de maturité du béton ;
$\boldsymbol{l}$: Porté d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
$\boldsymbol{ls}$: Longueur de scellement droite ;
$\boldsymbol{lf}$: Longueur de flambement ;
$\boldsymbol{\eta}$: Coefficient d'équivalence acier-béton;
$\boldsymbol{q}$: Charge permanente unitaire ;
$\boldsymbol{st}$: Espacement des armatures transversales ;
$\boldsymbol{u}$: Périmètre ;
$\boldsymbol{x}$: Abscisse ;
$\boldsymbol{y}$: Ordonnée ;
$\boldsymbol{ys}$: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS ;
$\boldsymbol{yu}$: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU ;
$\boldsymbol{z}$ **(ou** $\boldsymbol{zb}$**)** : Bras de levier du couple de flexion.

➢ Minuscules grecs :

$\boldsymbol{\alpha}$: Angle d'une armature avec la fibre moyenne (alpha) ;
$\boldsymbol{\alpha u}$: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée a l'ELU ;
$\boldsymbol{\Upsilon s}$: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma) ;
$\boldsymbol{\Upsilon b}$: Coefficient partiel de sécurité sur le béton ;
$\boldsymbol{\xi bcmax}$: Déformation maximale du béton comprimé (epsilon) ;
$\boldsymbol{\xi sc}$: Déformation des armatures comprimées ;
$\boldsymbol{\xi st}$: Déformation des armatures tendues ;
$\boldsymbol{\eta}$: Coefficient de fissuration relatif à une armature (êta) ;
$\boldsymbol{\lambda}$: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda) ;
$\boldsymbol{\mu ser}$: Moment ultime réduit à l'ELS (mu) ;
$\boldsymbol{\mu u}$: Moment ultime réduit à l'ELU ;
V: Coefficient de poisson (nu) ;
μser: Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*) ;
μu: Moment ultime réduit à l'ELU ;
ψs: Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*) ;
$\boldsymbol{\rho}$: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho) ;
$\boldsymbol{\sigma}$: Contrainte normale (sigma) ;
$\boldsymbol{\sigma bcmax}$: Contrainte maximale du béton comprimé ;
$\boldsymbol{\sigma st}$: Contrainte dans les aciers tendus ;
$\boldsymbol{\sigma sc}$: Contrainte dans les aciers comprimés ;
$\boldsymbol{\tau}$: Contrainte tangente (tau) ;
$\boldsymbol{\tau u}$: Contrainte tangente conventionnelle ;
$\boldsymbol{\tau s}$: Contrainte d'adhérence ;
$\boldsymbol{\varphi}$: Coefficient de fluage (phi) ;
$\boldsymbol{\phi l}$: Diamètre d'une armature longitudinale ;
$\boldsymbol{\phi t}$: Diamètre d'une armature transversale.

➢ Unités :

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (USI) et leurs multiples :

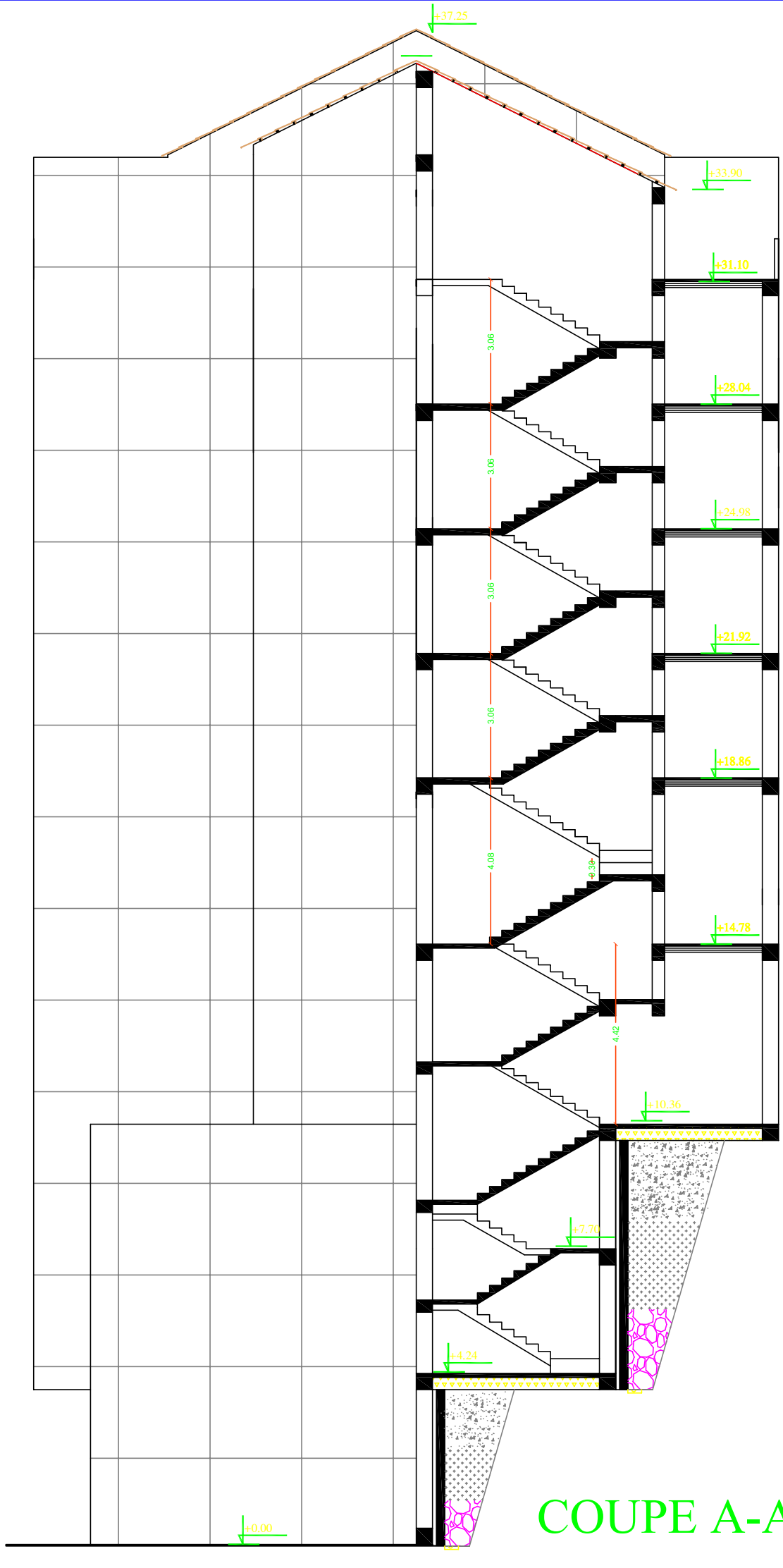
$\boldsymbol{m}$**,** $\boldsymbol{(cm, mm)}$: Longueur, dimension, portée en mètre ;
$\boldsymbol{cm2}$: Section en centimètre carrée ;
$\boldsymbol{m2}$: Section en mètre carré ;
$\boldsymbol{KN}$ $\boldsymbol{(N, MN)}$: Charge ponctuelle ;
$\boldsymbol{KNm\text{^}1(Nm\text{^}1, MNm\text{^}1)}$: Charge linéique ;
$\boldsymbol{KNm\text{^}2(Nm\text{^}2, MNm\text{^}2)}$: Charge surfacique ;
$\boldsymbol{KNm\text{^}3(Nm\text{^}3, MNm\text{^}3)}$: Charge volumique ;
$\boldsymbol{KN.m}$: Moment ;
$\boldsymbol{ml}$: Mètre linéaire ;
$\boldsymbol{MPa}$ $\boldsymbol{(Pa, kPa)}$: Contrainte.

- ✓ **Une conversion bien utile**

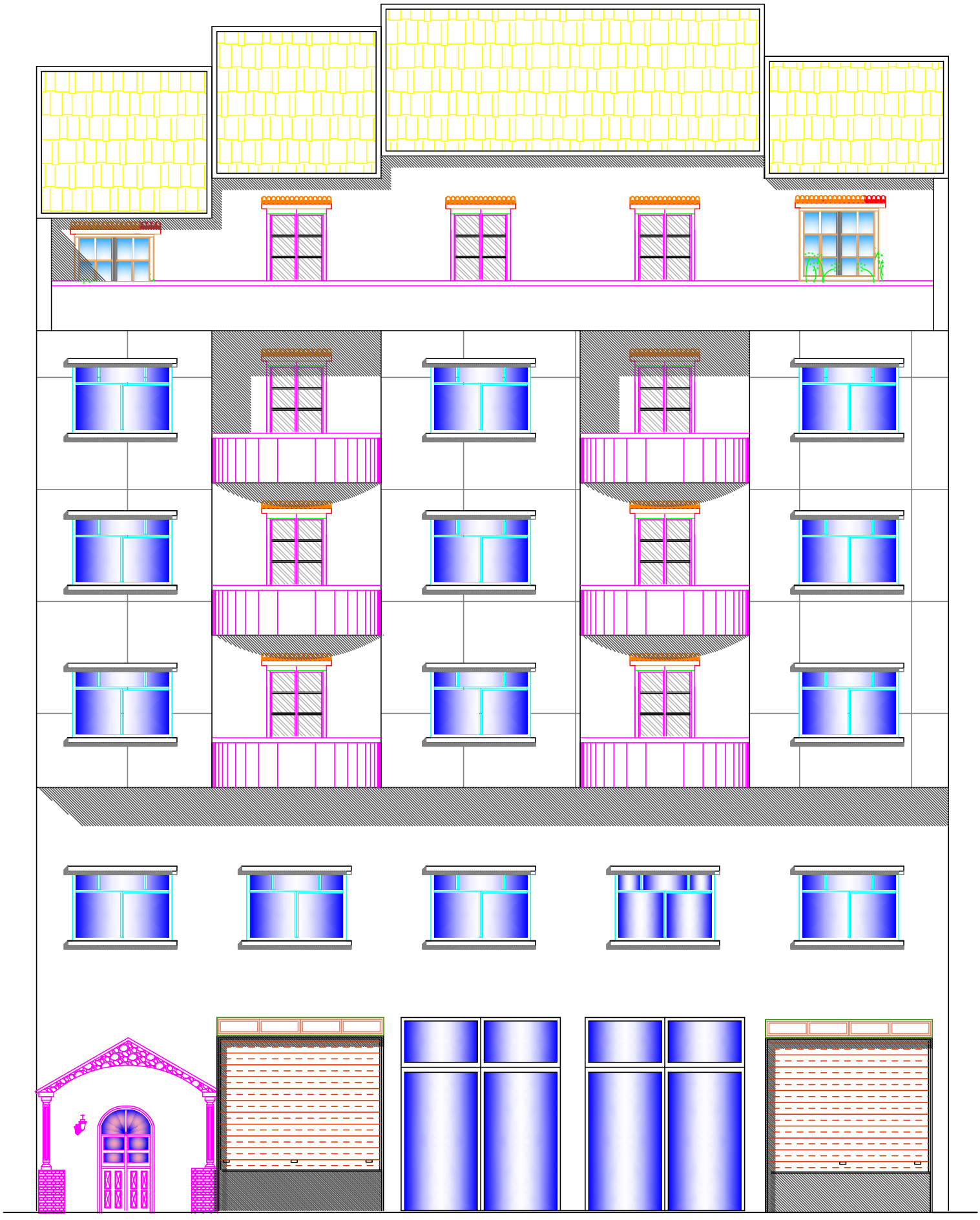
$\boldsymbol{1MPa=1MN/m\text{^}2=1N/mm\text{^}2=10\text{^}6Pa}$

- ✓ **On rencontre encore parfois le** $\boldsymbol{bar}$ **comme unité de contrainte**

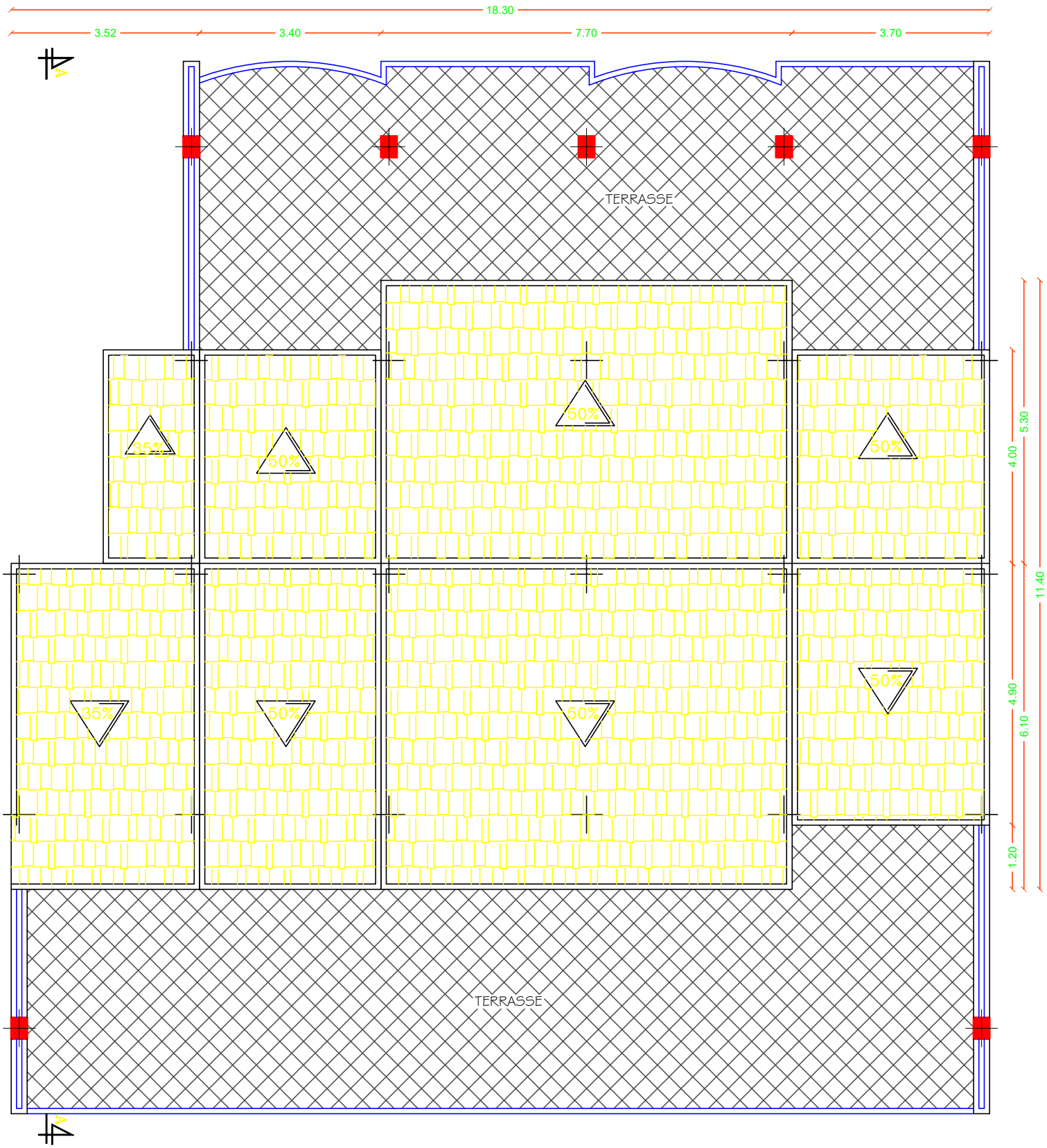
$\boldsymbol{1bar=1kg\ /cm\text{^}2}$ **et** $\boldsymbol{10bar\approx1MPa}$


+37.25
+33.90
+31.10
+28.04
+24.98
+21.92
+18.86
+14.78
+10.36
+7.70
+4.24
+0.00
3.06
3.06
3.06
3.06
4.08
0.38
4.42

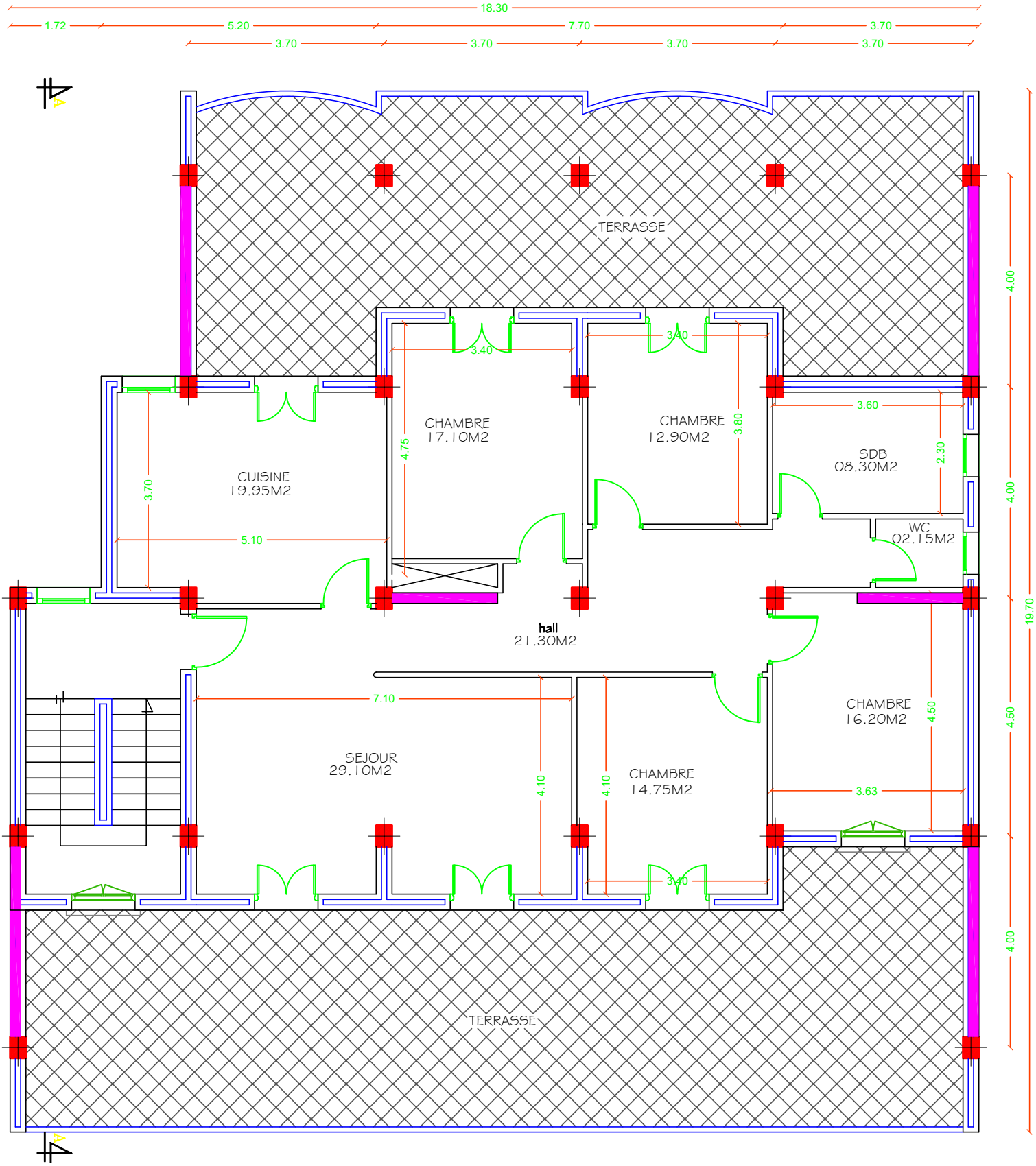
COUPE A-A



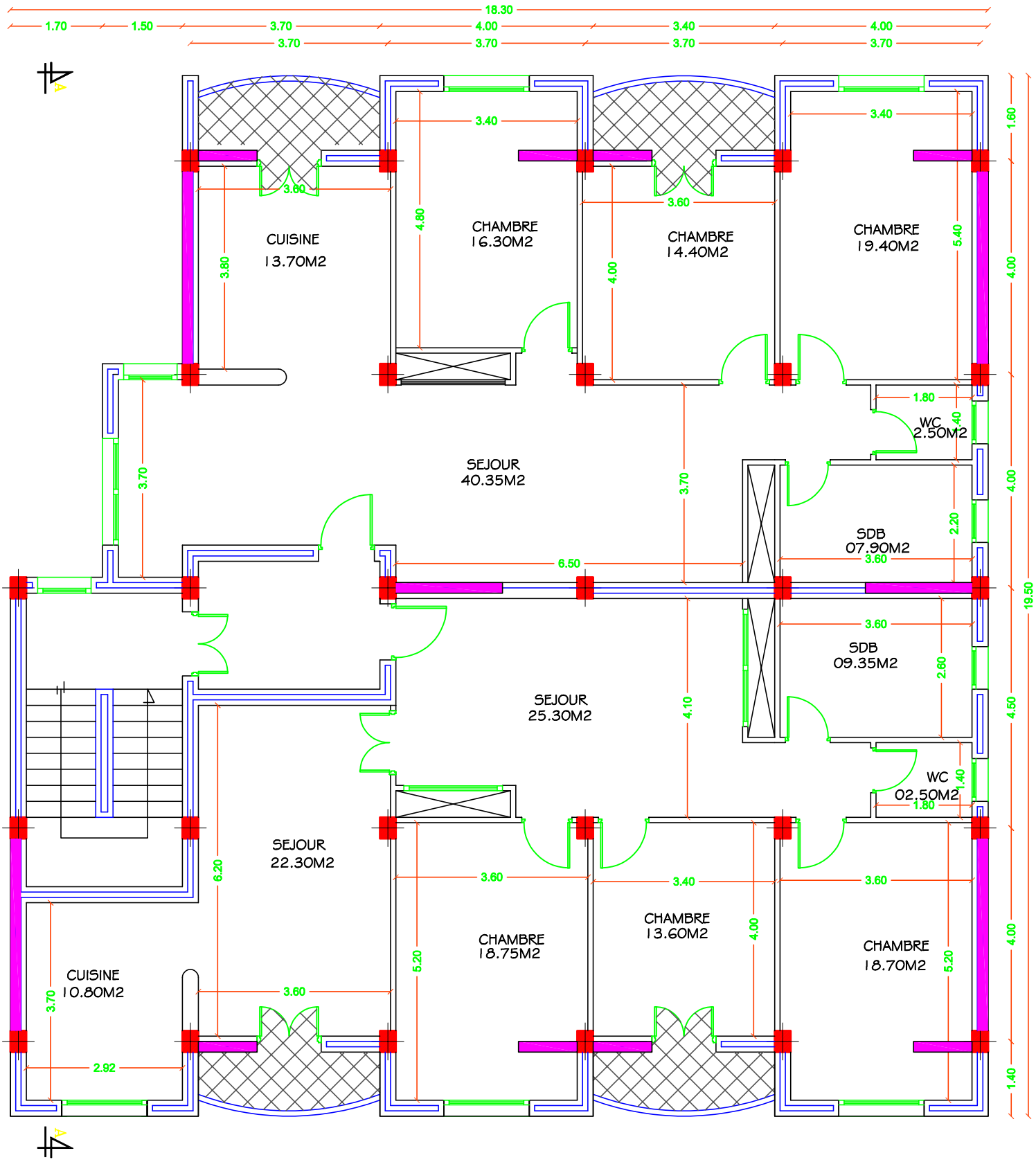
FACADE PRINCIPALE



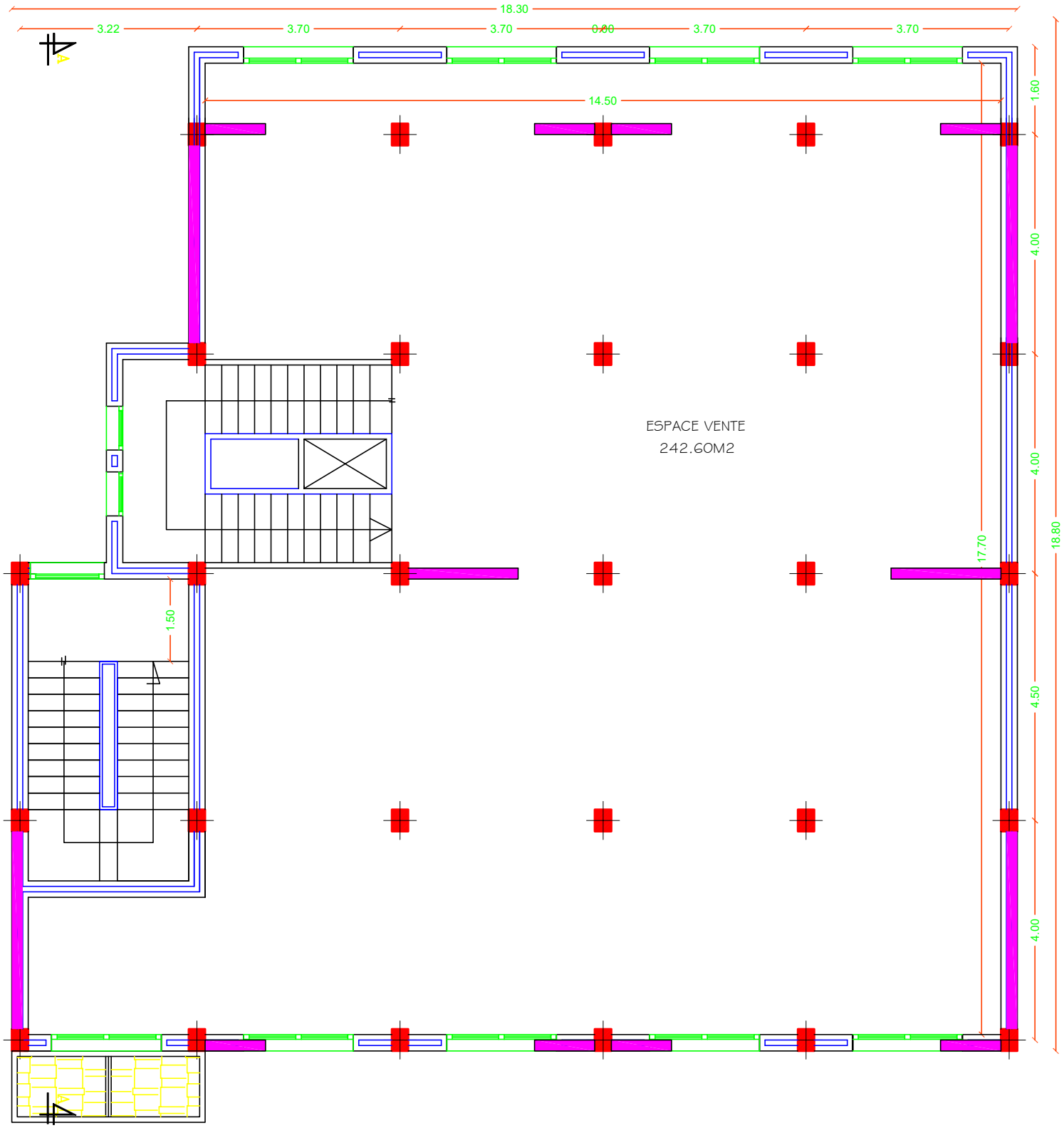
PLAN DE TOITURE


18.30
1.72
5.20
7.70
3.70
3.70
3.70
3.70
3.70
TERRASSE
CHAMBRE
17.10M2
CHAMBRE
12.90M2
SDB
08.30M2
WC
02.15M2
CUISINE
19.95M2
hall
21.30M2
SEJOUR
29.10M2
CHAMBRE
14.75M2
CHAMBRE
16.20M2
TERRASSE
3.40
3.40
3.60
4.75
3.80
2.30
3.70
5.10
7.10
4.10
4.10
4.50
3.63
3.40
4.00
4.00
4.50
4.00
19.70

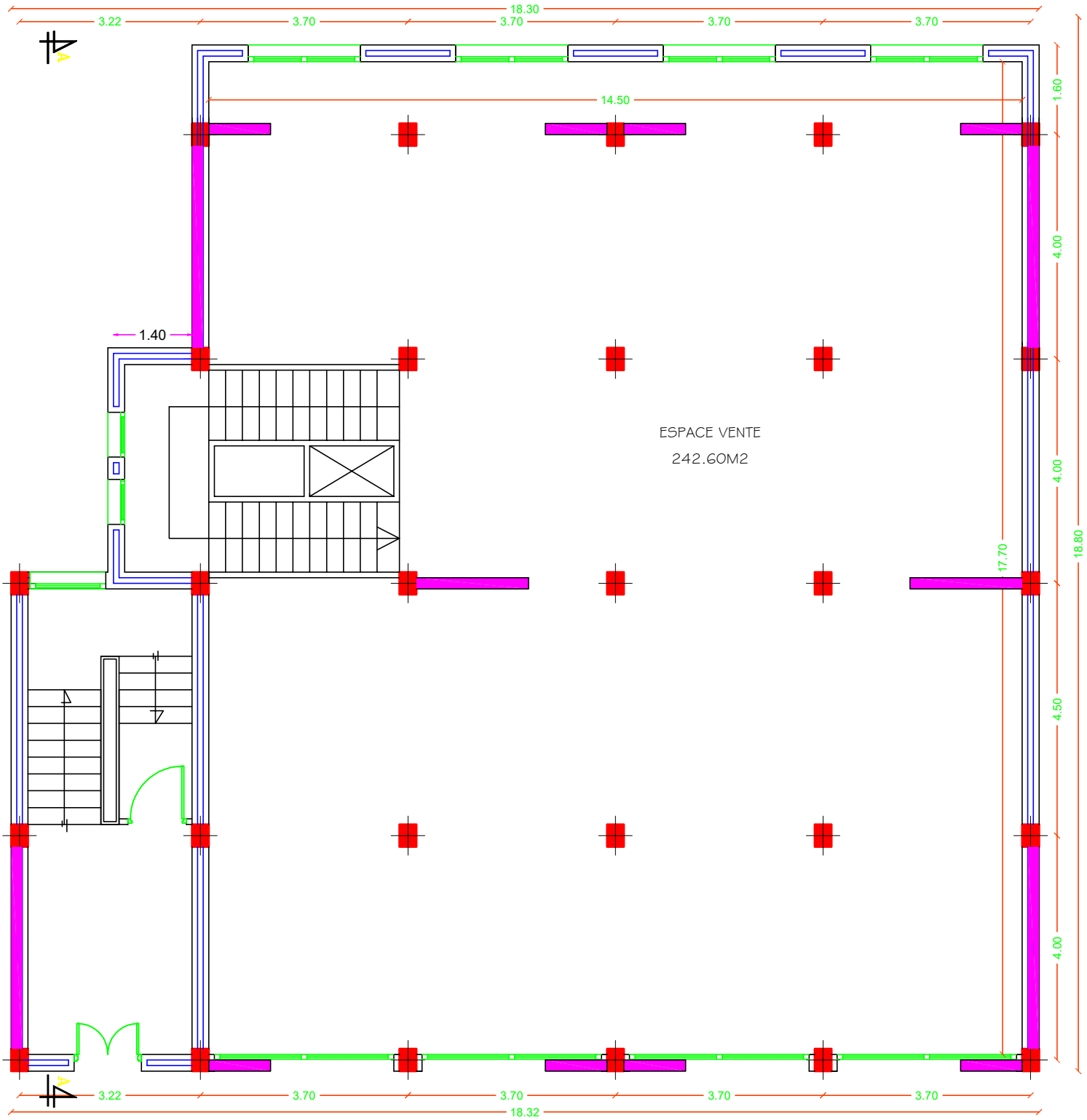
PLAN ETAGE 5



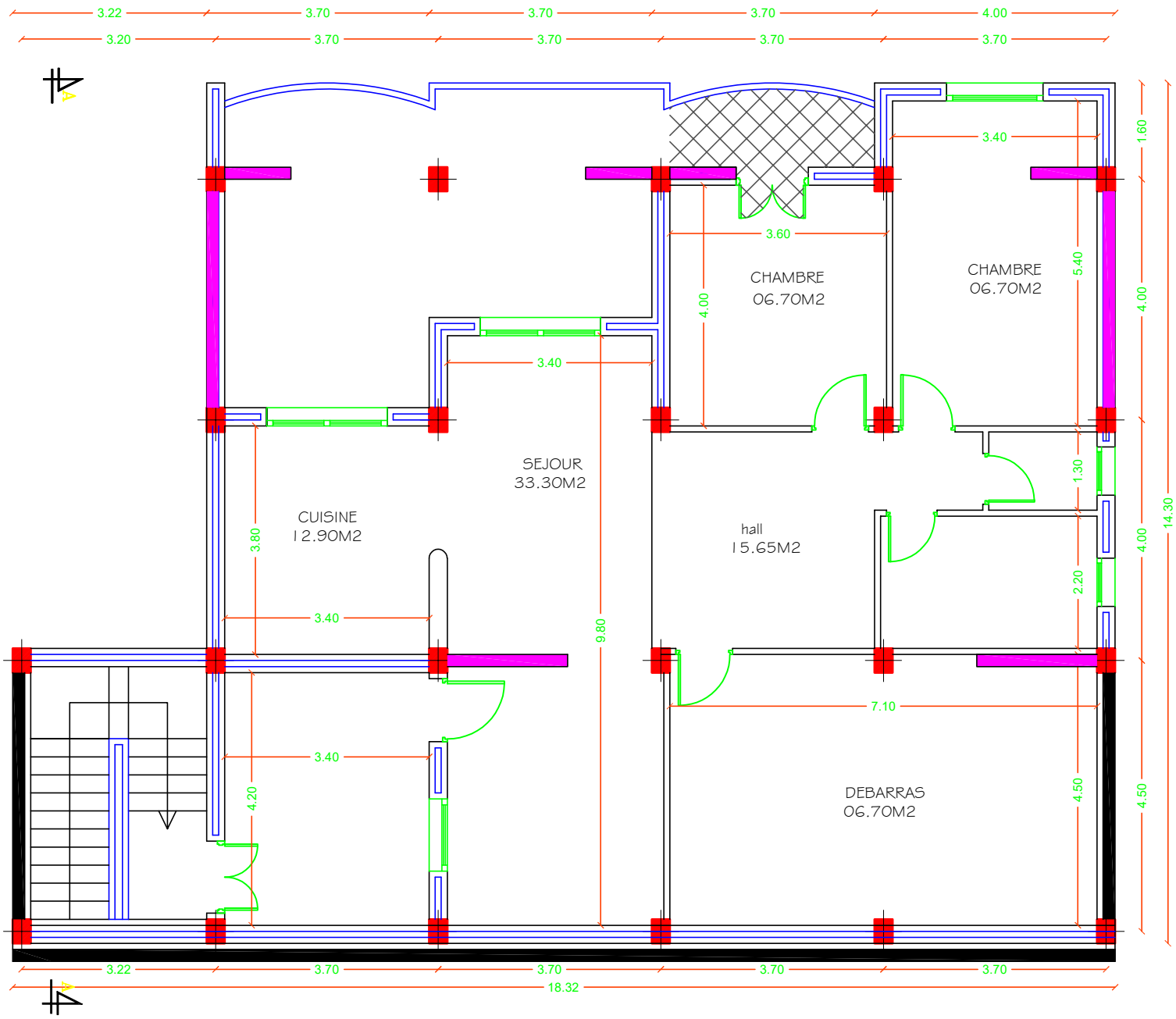
PLAN ETAGE 2.3.4



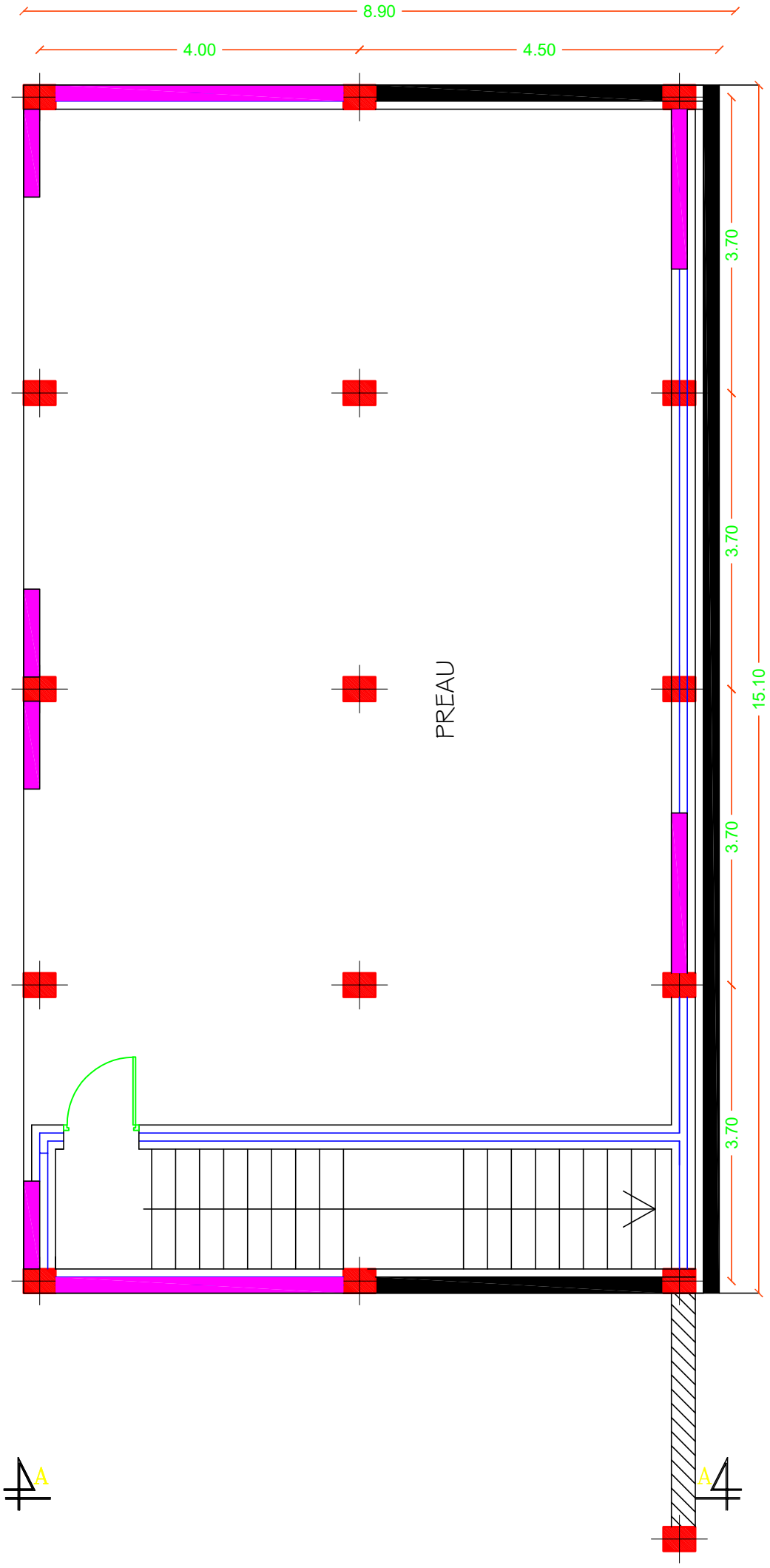
PLAN 1ER ETAGE


18.30
3.22
3.70
3.70
3.70
3.70
14.50
1.60
4.00
4.00
4.50
4.00
18.80
17.70
1.40
ESPACE VENTE
242.60M2
3.22
3.70
3.70
3.70
3.70
18.32

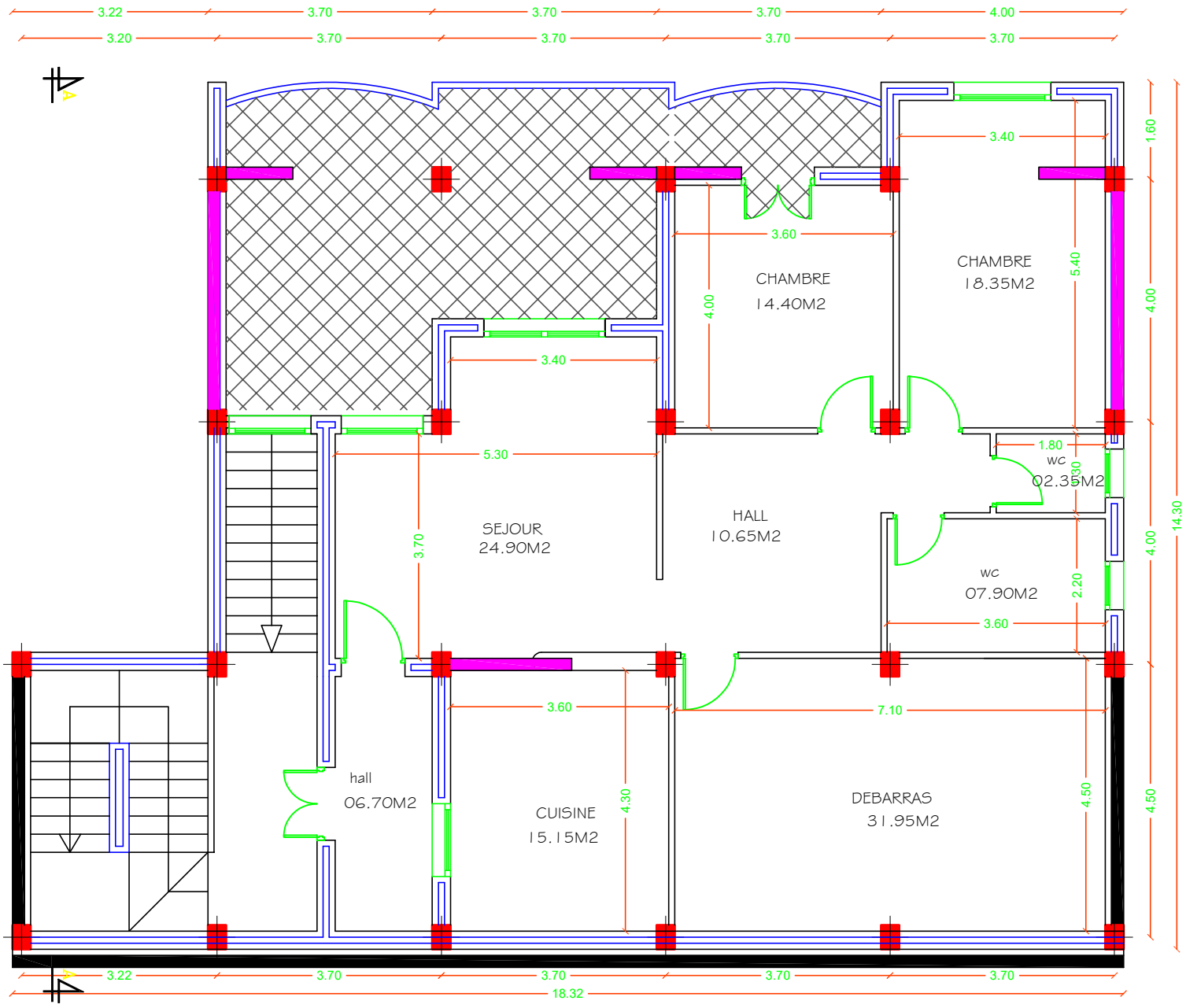
PLAN DU RDC



PLAN DU SOUS SOL 02



PLAN CAVE



PLAN DU SOUS SOL 01

SOMMAIRE

Chapitre I : Description de l'ouvrage et ses caractéristiques.

I.1.Introduction ……02
I.2. Présentation de l'ouvrage ……02
I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment……...02
I .4. Caractéristiques géométriques du sol.……02
I.5 : Choix du contreventement ……...06
I.6 : Règlementation et normes utilisés……....06
I.7: Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés…….06
I.8 : Hypothèses de calcul.……15
I.9 : Actions et sollicitations de calcul……..16
I.10 : Conclusion.……16

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges.

II.1: Introduction ……17
II.2: Pré-dimensionnement des éléments ……..17
II.3: Descente et Evaluation des charges ……...23
II.4: Descente de charge ……..25
II.5: La loi de dégression des charges..……27
II.6 : Vérification des poteaux ……30

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Introduction……..32
III.1: Calcul des escaliers…….32
III.2: Calcul des balcons……...51
III.3 : Etude de la poutre de chaînage……57
III.4 : Calcul de la poutre palière……....67
III.5: Calcule de l'acrotère……...77
III.6 : Calcul des planchers…….84
III.7 : Etude de la charpente ……117
III.8 : Poutre inclinée…….123

Chapitre IV : Modélisation de la structure.

IV.1 : Introduction……132
IV.2 : Principes de la MEF:(méthode des éléments finis)……132
IV.3 : Choix de la méthode de calcul……...…132
IV.4 : Description du logiciel ETABS……132
IV.5 : Etapes de modélisation……..133
IV.6 : Chargement……148

Chapitre V : Vérifications des conditions RPA.

V.1 : Introduction……..156
V.2 : Méthode de calcul (Art 4.1.1 RPA99/mod2003)……....156
V.3 : Spectre de réponse de calcul……..….157
V.4 : Vérification des conditions du RPA……...159
Conclusion générale……..170

SOMMAIRE

Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux.

VI : Introduction……171
VI.1 : Ferraillage des poteaux……....171
VI.2: Ferraillage des poutres…….....183
VI.3: Ferraillage des voiles…….....194

Chapitre VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

VII.1: Introduction……...204
VII.2: Différentes fonctions des fondations…….....204
VII.3: Etude de sol……....204
VII.4: Choix de la fondation……....204
VII.5: Etude de la poutre de rigidité…….…….210
VII.6: Ferraillage de la semelle dans le sens "B" ……..……212
VII.7: Conclusion……214

Chapitre VIII : VOILES PERIPHERIQUES.

VIII.1 : Introduction……215
VIII .2 : Pré dimensionnement……215
VIII.3 : Détermination de la charge des terres derrière le voile périphérique…215
VIII .4 : Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol…….215
VIII. 5 : Contrainte s'exerçant sur la face du mur……216
VIII.6 : Ferraillage du mur plaque……218
VIII.7 : Vérification à l'ELU……...…218
VIII.8 : Vérification à l'ELS……219

Conclusion générale.
Bibliographie.
Les annexes.
Les plans.

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93,BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec garages, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité nous avons utilisé le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003).

Cette étude se compose de 8 chapitres :
Dont les trois premiers porteront sur la présentation du projet, en plus des calculs statiques.
Dans le chapitre quatre nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement.
Dans le chapitre cinq, une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003).
Dans le chapitre six, nouscalculeronsle ferraillage des éléments principaux.
En dernier lieux, dans le chapitre sept et huit nous calculerons l'infrastructure (fondations et murs de soutainements).

Chapitre I

Description de l'ouvrage et ses caractéristiques

I.1.Introduction :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance du bâtiment afin d'assurer ca sécurité. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.
La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles…) aux différentes sollicitations (compression, flexion…) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+5 avec deux sous-sols et une cave. Cette structure est destinée à usage d'habitation et garages, est classé dans le groupe 2 (article 3.2) d'après le règlement parasismique algérien « RPA99/version 2003 », ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est implanté à Larbaa Nath Irathen,sur le territoire de la wilaya de TIZI OUZOU, situé en Zone de moyenne sismicité zone IIa selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003) (article 3.1).

- Le RDC est à usage commercial.
- Les cinq étages courants à usage d'habitation.
- Le sous-sol et la cave sert de dépôt.

L'accès aux différents étages est assuré par la cage d'escalier.

I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les dimensions du bâtiment sont données comme suite :

I.3.1. Dimensions en élévation :

−Hauteur total du bloc est de 37,25 m.
−Hauteur du Rez-de-chaussée est de 4,42 m.
−Hauteur de l'étage courant est de 3,06 m.
−Hauteur du sous-sol 01 est de 3,46m.
−Hauteur du sous- sol 02 est de 2,66m.
−Hauteur de la cave est de 4,24m.

I.3.2. Dimensions en plan :

− Longueur totale : L=19,70 m (sens longitudinal). − Largeur totale : l = 18.30 m (sens transversal).

I.4.Caractéristiques géométriques du sol :

Le sol d'assise de la construction est une argile crayeuse et une merned'après lessondagescarottés durapport du laboratoire de la mécanique des sols.

- La contrainte du sol est **бsol = 2.4 bars.**
-Profondeur d'ancrage **(D) = 1.8 m.**
-Largeur de la fondation **(B) = 1.5 m.**

I.4. Définition des éléments de l'ouvrage :

I.4. 1 : la superstructure : est composée de :

a.L'ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

b. Les planchers :

Sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique :** ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.

- **Fonction d'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

✓ **Plancher en corps creux :** qui est porté par des poutrelles qui assurent latransmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) etensuite aux éléments verticaux (poteaux).

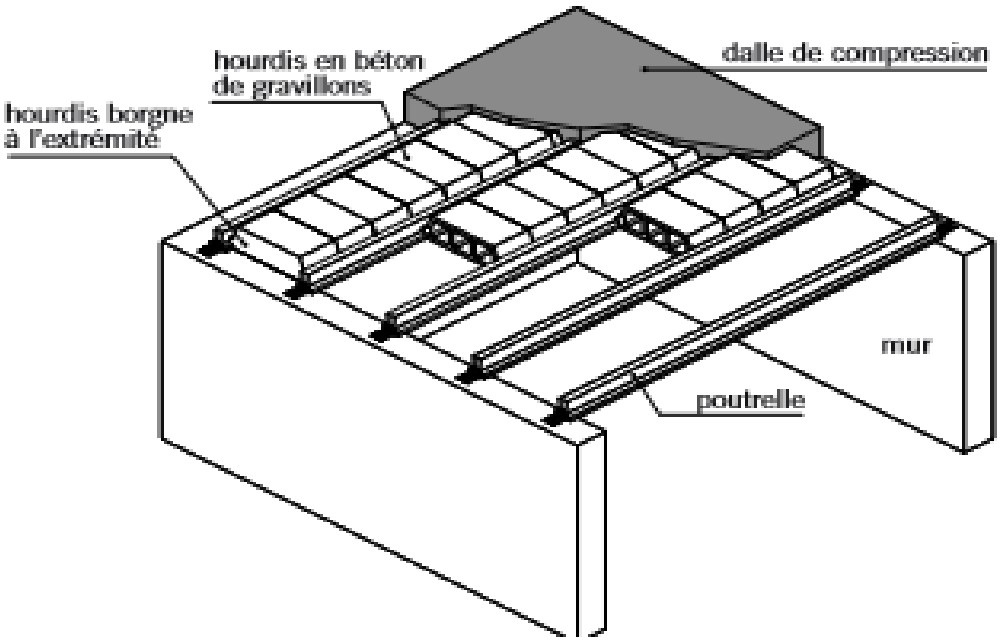


Figure I.1 : Elément d'un plancher en corps creux

✓ **Plancher en dalle pleine** coulé sur place, constitué en béton armé posé directement sur les poteaux. Dans notre projet elles sont prévues dans les balcons, dans les paliers de repos des escaliers.

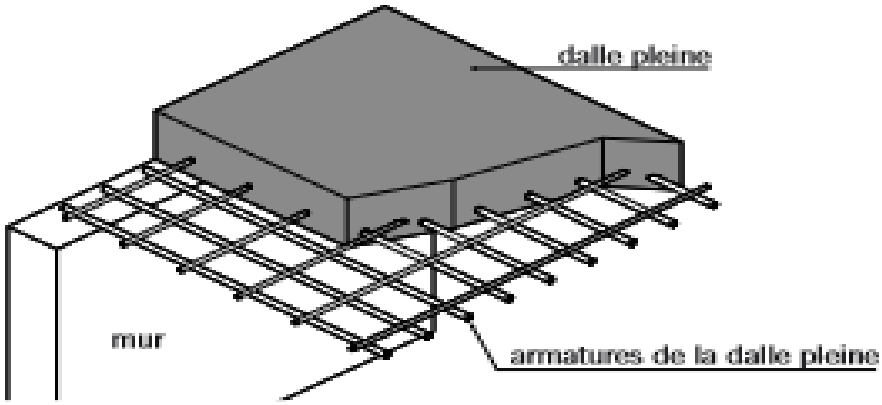


Figure I.2 : Elément d'un plancher en dalle pleine

c.Escaliers:

Ce sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre :
Lebâtiment est muni d'une cage d'escaliers du RDC jusqu'à la charpente composé de deux (2) volée et un palier de repos entre un étage et son prochain réalisée en béton armé coulé sur place.

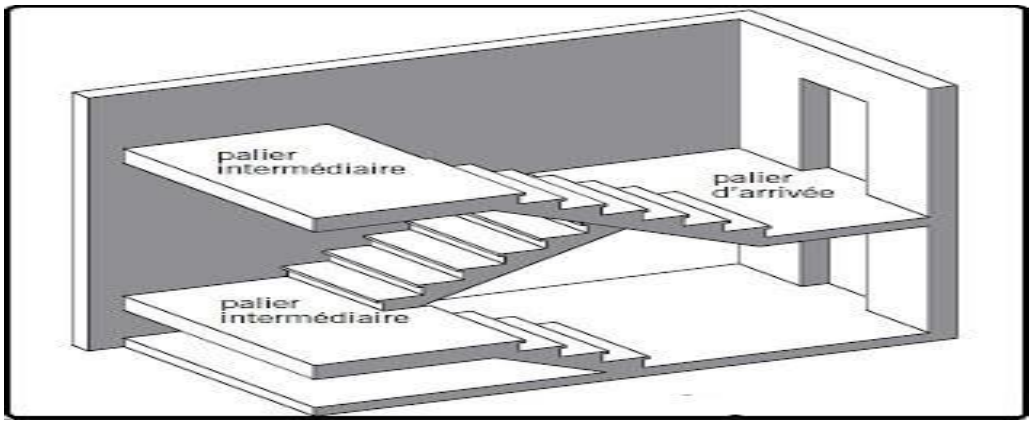


Figure I.3 :Escalier en deux volées

d.La maçonnerie :

Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 15cm d'épaisseur (partie extérieure) et 10cm d'épaisseur (partie intérieure) séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

e.Les revêtements :

- ✓ Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieure.
- ✓ Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et plafonds.
- ✓ Dalle de sol pour les planchers.
- ✓ Marche contre marche en marbre pour les escaliers.
- ✓ Céramique pour les cuisines et salles d'eaux.

f-Porte-à-faux:
Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine ou en corps creux.

g. Les poutres :
Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendreles efforts transmis par les poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de flèche.

h. Les poteaux :
Ce sont des éléments verticaux en béton armé rectangulaires, carrés ou circulaire destinés à recouvrer les efforts verticaux apportés par les poutres, leur section est déterminée sous l'effet de la compression simple.

i. les portiques :
Ce sont des cadres rigides en béton armé composés de poteaux et poutres formant une structure rigidement liée, offrant ainsi une stabilité et un système de contreventement pour l'ossature du bâtiment.

j. Les voiles :
Ils seront plans (épaisseur petits par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

k. Les éléments de remplissages :

- **Les murs d'extérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées parune lame d'air de 5cm d'épaisseur faite pour assurer l'isolation thermique et phonique.
- **Les murs intérieurs :** ils sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

l. La toiture :
Le toit est une surface qui recouvre la partie supérieure d'un bâtiment ou d'une habitation pour assurer une protection de l'intérieur de l'édifice contre les intempéries en particulier la pluie.

J- La charpente :
Assemblage de pièces de bois qui servent de squelette et de support de couverture de toit. Elles forment une pente de 45%. Elle est constituée de deux versants, chacun se compose de :
-**La ferme** : elle est de forme triangulaire. Elle sert à transmettre le poids de la toiture Auxéléments porteurs verticaux.
-**Panne** : elle s'appuie sur la ferme. Il existe trois types de panne : panne faitière, pannesintermédiaires et panne sablière.
-**Chevrons** : fixes sur les pannes, ils servent de support aux matériaux de couverture.

I.4.2: L'infrastructure : est constituée de :

- **Fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque sa bonne conception découle d'une bonne tenue de l'ensemble.

Ses principaux rôles peuvent être décris comme suit :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- ✓ Transmettre les efforts du sol (la descente de charges).
- ✓ Etre un organe de liaison entre la structure et le sol de fondation.

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

Il existe trois types de fondations :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

I.5 : Choix du contreventement :

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige l'introduction des voiles pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m ou 4 niveaux en zone **IIa**.

Il est donc plus judicieux d'adopter un Contreventement mixte (portiques -voiles).

I.6 : Règlementation et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91modofié 99(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.7: Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

I.7.1 : Le béton :

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau et éventuellement des adjuvants, qui après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient. Il est défini du point de vu mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Sa composition dépend de l'ouvrage à construire et les moyens utilisés pour le mettre en œuvre, elle sera établie par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs prévenances.

Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- La résistance qui devra atteindre le béton en service.
- L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment du coulage.
- La dimension maximale des granulats (D).

I.7.1.2 : Les matériaux composant le béton :

a. Ciment :
Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.
b. Granulats : Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

- **Les sables :** grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5 mm.
- **Les gravillons :** grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.
- **Les cailloux :** grains de dimensions supérieurs à 25mm.

c.L'eau :
Il sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton. On peut utiliser de l'eau potable, mais pas d'eau de mère. Il faut faire attention à l'excès d'eau qui peut amplifier le phénomène de retrait et provoquer la fissuration du béton.
La masse volumique des bétons est comprise entre **2200 et 2400 kg/ m³** s'il est armé, en considère une masse volumique de **2500Kg/m³.**

-Pour le présent projet on adoptera **: f_{c28} = 25 MPa.**

I.7.1.3 : Principaux caractéristiques et avantages de béton :

❖ La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

❖ Les principaux avantages du béton armé sont :

- Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

❖ En contre partie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I .7.1.4 : Résistance mécanique du béton :

a) Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton **fcj** à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m3de ciment CEM II/ A 42,5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa (fc28 = 25 MPa).

- On déterminera la moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé "n" éprouvettes, donc nous aurons "n" valeurs des résistances de béton :

La résistance moyenne est ;

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^{n} f_{ci}}{n}$$

L'écart- type $S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$

La variabilité $V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$

- A 28 jours la résistance caractéristique du béton à la compression est égale à :

$f_{c28} = f_{cmoy} - KS$

K : Coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera pris égale à 1.64

- Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de $\mathbf{f_{c28=25MPA.}}$

- La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour les jours différents de 28 jours, elle est calculée comme suit :

➢ **Pour j ≤ 28 jours :**

$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} fc_{28}$ Pour $fc_{28} \leq$ 40 MPa …… **A.2.1,11 BEAL91/modifiee99**

Et $f_{cj} = \frac{j}{1{,}40 + 0{,}95j} fc_{28}$ Pour fc_{28}> 40 MPa

➢ **Pour j ≥ 60 jours :**

fc_j =1,10 fc_{28} Pour $fc_{28} \leq$ 40 MPa ……**A.2.1,11 BEAL91/modifiee99**

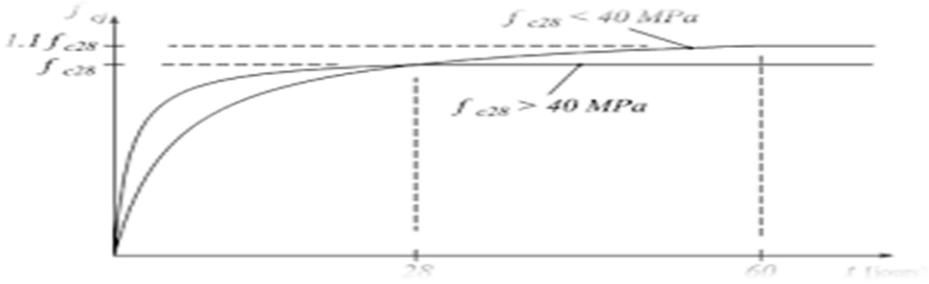


Figure I.4 : Evaluation de la résistance fcj en fonction de l'âge du béton.

b)Résistance caractéristique a la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notéeftj, est conventionnellement définie par les relations :

ftj= 0,6 + 0,06fcj Pour fcj ≤ 60 MPa…….**A.2.1,12 BEAL91/modifiee99**

ftj=0.275 fcj⅔ pour fcj > 60MPa

Dans notre cas : $\mathbf{f_{t28} = 2,1\ MPA.}$

- ✓ **Valeurs des résistances couramment atteintes :**

De façon réglementaire, les calculs sont menés en considérant les résistances à 28 jours ($ft28$ et $fc28$).

Ces résistances varient en fonction de la composition du béton et la classe du ciment utilisée.

Tableau I.1: Tableau des résistances caractéristiques du béton.

Qualité des bétons	Dosage du ciment **(kg/m3)**	Résistance moyenne visée **(MPa)**	Résistance caractéristique à 28 jours **(MPa)**	
			$fc28$	$ft28$
Béton faible résistance	300	20 a 25	16	1.6
Béton courant	350	25 a 30	20	1.8
Béton de haute résistance	400	30 a 35	25	2.1
Béton très haute résistance	400 + adjuvants	35 a 40	30	2.4

I.7.1.5 : Contraintes limites.

Un ouvrage doit être conçue et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : **Sa ruine totale ou partielle.**
D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.
Les états limites sont classés en deux catégories :

a) L'état limite ultime (ELU) :

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînait la ruine de l'ouvrage.
Ils correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique : non renversement de la construction.
- De résistance pour les matériaux constitutifs.
- De la stabilité de forme : instabilité élastique due au flambement pour les pièces élancées : il est alors nécessaire de procéder à des vérifications particulières.

✓ **Diagramme contrainte - déformation du béton**

Le diagramme (contrainte - déformation) représente les contraintes qui se développent dans le béton en fonction des déformations engendrées par des forces extérieures.

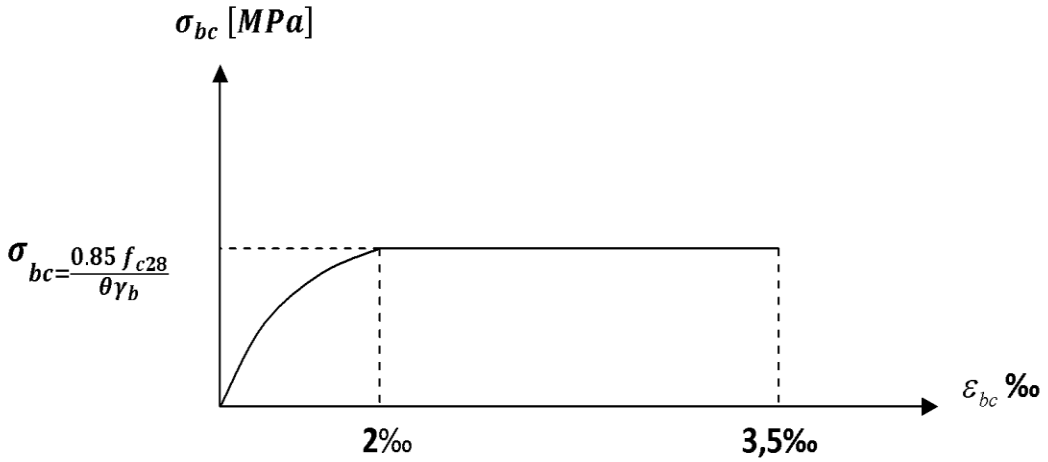


Figure 1.5 : diagramme contrainte déformation à L'ELU.

Ce diagramme, dit « Parabole - rectangle », est utilisé dans les calculs relatifs à l'ELU. Il indique une contrainte limite de compression qui a tendance à assurer une utilisation optimale du béton et qui est calculé par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0{,}85 \cdot fc_{28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{..... A.4.3.4.1 BEAL91/modifiée99}$$

Avec :

γ_b: Coefficient de sécurité du béton,

γ_b = 1,5 ; dans les sollicitations durables, **σ_{bc}=14.2MPa.**

γ_b = 1,15 ; dans les sollicitations accidentelles.**σ_{bc}=18.48MPa.**

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des combinaisons d'action.

Il varie entre :

θ = 1 ; si la durée d'application est inférieure à 24h,

θ = 0,9 ; si la durée d'application est comprise entre 1h et 24h,

θ = 0,85 :si cette durée est inférieure à 1h.

b) <u>L'état limite de service (ELS) :</u>

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

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

✓ La limite d'ouverture : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.

✓ La limitation de compression du béton.

✓ La limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans les limites admissibles c'est-à-dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

✓ **Diagramme contrainte-déformation (ElS) : ……A.4.5.2 BEAL91/modifiee99**

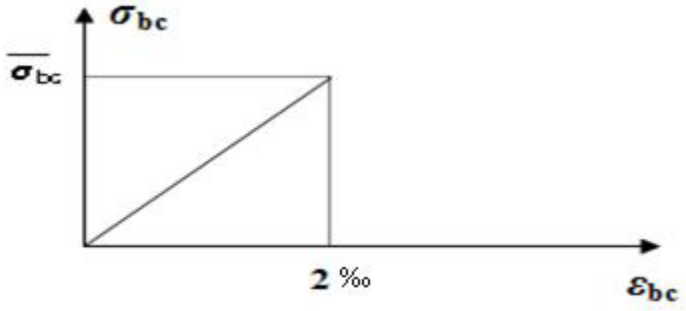


Figure 1.6 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$ **…… (*Article A.4.5.2).***

Dans notre cas : σ_{bc}**=15MPA.**

c)Contrainte limite de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$ **…… A.5.1.21 BEAL91/modifiee99**

Avec :

V : Effort tranchant.

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b0: Largeur de la section de béton considérée.

✓ Cas d'une fissuration peu nuisible :

τ_u= min [0,13f_{c28} ; 5MPa] ➡ **τ_u = 3,33MPa** situation courante.

τ_u =4,35MPasituation accidentelle.

✓ Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

τ_u= min [0,10f_{c28} ; 4MPa] ➡ **τ_u= 2.5 MPa** situation courante.

τ_u=3,26MPa situation accidentelle.

1.7.1.6 : Module d'élasticité:

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

✓ **A court terme**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$Eij = 11000 \cdot \sqrt[3]{fc_{28}}$$ **[MPa]…….. A.2.1,21 BEAL91/modifiee99**

Eij= 32164.2MPa

✓ **A long terme**

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation. Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vj}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$Evj = 3700 \cdot \sqrt[3]{fc_{28}}$ [MPa] **A.2.1,22 BEAL91/modifiee99**

Evj= 10819MPa

✓ **Module de déformation transversale du béton :**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale. Noté « G » et donné par la formule suivante :

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ **A.2.1,3 BEAL91/modifiee99**

Avec : ν **: Le coefficient de poisson.**

$$\nu = \frac{\boldsymbol{deformation\ relative\ transversale}}{\boldsymbol{deformation\ relative\ longitudinale}}$$

ν = 0 ; Pour le calcul des sollicitations (ELU).

ν = 0,2 ; Pour le calcul des déformations (ELS).

E : Module de Young.

I.7.2 : Les aciers:

I.7.2.1 : Définition :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage. Contrairement au béton, l'acier possède un comportement identique en traction et en compression (sous réserve que les conditions géométriques évitant le flambement soient réalisées); Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

I.7.2.2 : les catégories : On distingue trois catégories :

1) Les treillis soudés (TR) :

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

2) Les ronds lisses (RL) :

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

3) Les aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA) :

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $fe \leq 500\ MPa$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être ≥ 5%

I.7.2.3 : Nuances des aciers utilisés :

❖ Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de **:** **FeE400** de limite élastique de $400MPa$.

FeE500 de limite élastique de $500MPa$.

❖ Les treillis soudés : on adoptera la nuance $\boldsymbol{FeE235}Mpa$ avec **Ø6.**

1.7.2.4 : Module d'élasticité:

Le module élasticité longitudinal (Es) de l'acier est pris égal à :

Es = 200000 MPa…….. **A.2.2,1 BEAL91/modifiee99**

❖ La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique fe. Le tableausuivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient De fissuration	Coefficient De[ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520 (Φ<6)	TS	520	550	8‰	1,3	1

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

I.7.2.5 : Limite élasticité de l'acier:

I.7.2.5.1 : L'état limite ultime (ELU):

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec un coefficient de sécurité.

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

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s}$$ …… **A.2.1,2 BEAL91/modifiee99**

Avec : f_e : désignant la limite d'élasticité des aciers utilisés.

σ_s**:** la contrainte de l'acier à l'ELU.

γ **s** : coefficient de sécurité.

Pour : $\varepsilon sc < \varepsilon s < 10‰$

Tel que :

$$\begin{cases} \gamma s = 1.15 \rightarrow Situationdurable. \\ \gamma s = 1.00 \rightarrow Situationaccidentelle. \\ \varepsilon s: Allongementrelatif. \\ Es = 2.105\ MPa. \end{cases}$$

Avec : $= fe/(\gamma s \times ES)$

❖ **Limites d'élasticité des aciers utilisés :**

Nuance d'acier	Situation courante	Situation accidentelle
FeE400	σ_{st}= 348MPa	σ_{st}= 400MPa
FeE500	σ_{st}= 452MPa	σ_{st}= 500MPa

Tableau I.3 : Limites d'élasticité des aciers utilisés.

❖ **Diagramme des contraintes déformation:..... A.2.2,2 BEAL91/modifiee99**

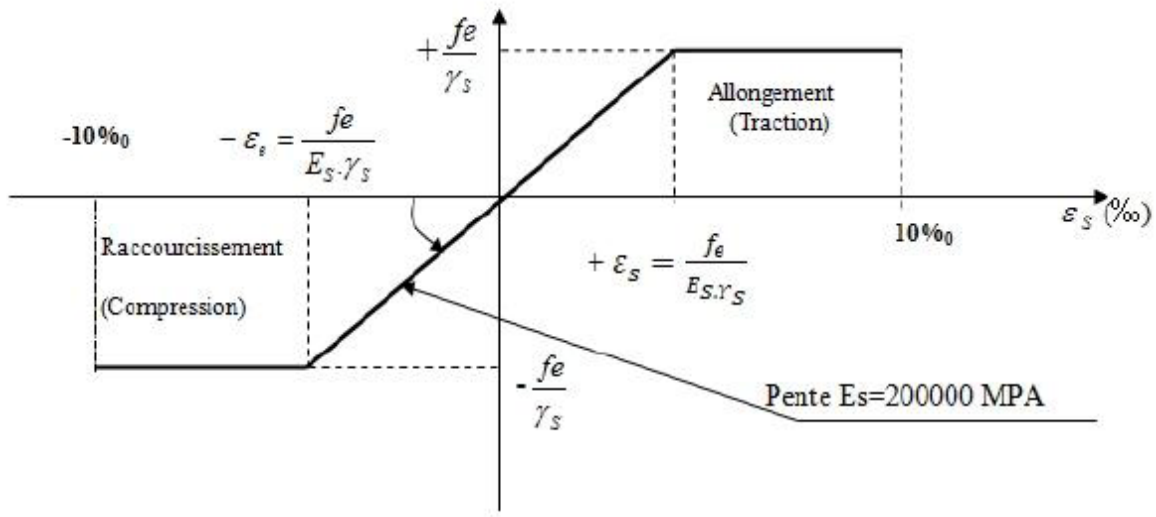


Figure I.7 : diagramme contraintes et déformations de l'acier.

I.7.2.5.2 : L'état limite de service (ELS):

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers. On distingue 3 cas de fissurations :

1-Fissuration peu nuisible (FPN) : La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque, les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations..... **[4] (*A.4.5.3.2).*** sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton. $\sigma_s = fe/\gamma s$

2-Fissuration nuisible (FN) : La fissuration est considérée comme nuisible lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il est important de respecter les règles suivantes :

$\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3}fe\ ;\ \sqrt{\eta f_{tj}})\ MPa$ ……...**[4] (*A.4.5.3.3).***

3- Fissuration très nuisible (FTN) : Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité parfaite.

Il faut vérifier que :

$\sigma_s \leq \min(12\ fe\ ;\ 90\ \sqrt{\eta f_{tj}})\ MPa$……..……**[4] (*A.4.5.3.4).***

Avec :

fe : nuance d′ acierutilisée.

ftj : résistance du béton a la traction après j jours.

η : Coefficient de fissuration :

- $\eta = 1$ pour les RL et les TS.
- $\eta = 1{,}6$ pour les HA si $\phi \geq 6$ mm.
- $\eta = 1{,}3$ pour les HA si $\phi \leq 6$ mm.

I.7.2.6 : Protection des aciers :.....A.7.2,4 BEAL91/modifiee99

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

- **c≥5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c≥3cm** : pour les éléments situes au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- **c≥2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couvert soumis aux condensations.
- **c≥1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

I.8 : Hypothèses de calcul:

I.8 .1 : Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes après déformations, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le bêton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de bêton est pris égal à 15($\eta=\frac{Es}{Eb}$),η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.8 .2 : Calcul aux états limites ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes après déformations, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

εbc = 3.5 ‰ en flexion.

εbc = 2 ‰ en compression centrée.

I.9 : Actions et sollicitations de calcul :

I.9.1 : Les actions :

Les actions résultent de l'application directe des charges ou de déformations accidentelles ou systématiques (retrait, fluage, dilatation) lorsqu'elles sont bloquées ; ces actions provoquent les déformations ou les ruptures des structures. On distingue :

a) Actions permanentes (G) :

Elles sont notées G et ont une intensité constante ou très peu variables dans le temps. Elles comprennent :

− Le poids propre de la structure.
− Le poids des murs, cloisons, revêtements (etc.).
− La poussée des terres.
− La poussée des liquides.

b) Actions variables (Q) :

Ces actions notées Qi ont une intensité qui varie de façon importante dans le temps. On distingue les actions de base notées Q1 et les actions d'accompagnement notées Qi. Ces actions comprennent :

− Les charges d'exploitation des bâtiments.− Les charges climatiques (neige, vent).
− Les charges appliquées en cours d'exécution.
− Les effets dus à la température.

c) Actions accidentelles (FA) :

Les actions accidentelles résultent de phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée. Elles comprennent :

− Les séismes.
− Les explosions.
− Les chocs de véhicules ou de bateaux–Vent.

I.9.2 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et les moments de torsion, développés dans une section par une combinaison d'actions donnée. Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :

ELU: 1.35G + 1.5Q
ELS: G + Q

- Situation accidentelle :

$G + Q \pm Ex$
$G + Q \pm Ey$
$0.8\ G \pm Ex$
$0.8\ G \pm Ey$

AVEC : **G** : charge permanente.
Q : charge d'exploitation.
E : effort de séisme.

I.9 :Conclusion :

Le calcule d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur **(RPA ; BAEL91/modifié99).**

Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

Chapitre II

Pré-dimensionnement

et

descente des charges

II.1: Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles, toiture et des autres éléments secondaires, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré-dimensionnement, il a pour but : détermination de l'ordre de grandeur du point de vue coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage.
Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifies après vérification.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux, et à la fin jusqu'à la fondation.
On se réfère pour le dimensionnement aux règles du **RPA99 version 2003**.

II.2: Pré-dimensionnement des éléments :

II.2.1 : Les planchers :

Le plancher est une structure horizontale. Il permet une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs (poteaux, voiles et murs….), tout en assurant des fonctions de conforts comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. On distingue généralement deux type de plancher :

− Plancher en corps creux ;
− Plancher en dalle pleine.

a) Plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée d'un treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé. Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{Lmax}{22,5}$$ **B.6.8.4, 24 BEAL91/modifiee99**

Avec :
ht : Hauteur totale du plancher.
Lmax: Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Selon le **RPA99version 2003**, les dimensions minimales des poteaux dans zone **IIa** sont de (25 x25) cm.
On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 20 cm
Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.
4 cm : hauteur de la table de compression.

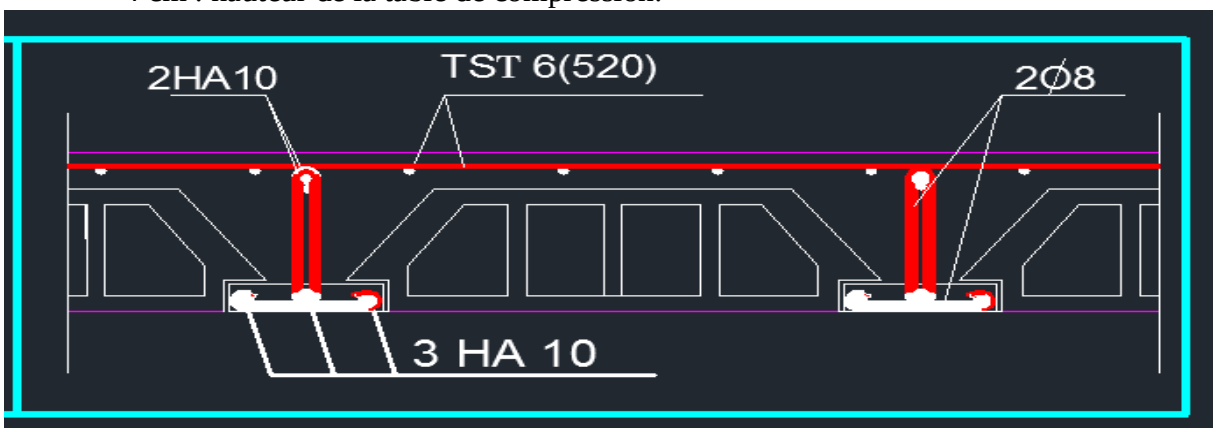


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

Figure II.2: Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.

- **Isolation phonique :**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : e =16 cm

- **Résistance à la flexion :**

Pour le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$ht \geq \frac{\mathbf{Lmax}}{\mathbf{22,5}}$$

On a L=4.50 m =450 cm

Lmax= 4.50-0.25 = 4.25m=425 cm $\rightarrow$ ht $\geq \frac{425}{22,5} = 18.89$

Donc on prend : **ht =20 cm.**

- **Critère résistance au feu :**

e = 7 cm pour une heure de coupe−feu ;
e = 11 cm pour deux heures de coupe−feu ;
e = 17.5 cm pour quatre heures de coupe−feu.

b) Planchers en Dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourés par des poteaux, murs et voiles, son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

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

Le calcul s'effectue en considérant le panneau de dalle le plus défavorable de la manière suivante : $\boldsymbol{\alpha = \frac{lx}{ly}}$

Avec : **lx:** petit côté du panneau de dalle
ly: grand coté du panneau de dalle.

Si $\alpha \leq 0.4$ $\longrightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens.
Si $\alpha \geq 0.4$ $\longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

- Dalle sur un seul appui : $\frac{lx}{20} \leq e$.
- Dalles reposant sur 2 appuis : $\frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30}$.
- Dalles reposant sur 3 appuis : $\frac{lx}{40} \leq e \leq \frac{lx}{35}$.
- Dalles reposant sur 4 appuis : $\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40}$.

Dans notre cas on a un panneau reposant sur 3 appuis (balcon):

Donc : $\frac{lx}{40} \leq e \leq \frac{lx}{35}$

On a: $\begin{cases} lx_1 = 110cm \\ ly_1 = 370cm \end{cases}$ **et** $\begin{cases} lx_2 = 130\ cm \\ ly_2 = 370\ cm \end{cases}$

On aura : $\alpha_1 = 0.30$ et $\alpha_2 = 0.35$

Donc les deux panneauxtravaille dans un seul sens.

par consequant : $2.75 < e_1 < 3.14$ et $3.25 < e_2 < 3.71$

- **Isolation acoustique (phonique): e ≥ 13cm**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse,
Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est nécessaire d'avoir une masse surfacique minimale de **350 kg/m².**
D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\varphi} = \frac{350}{2500} = 14cm$$

⟹ On optera pour un plancher en dalle pleine de **e=15cm.**

II.2.2 : Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifié par le **RPA99 version 2003.**

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Et la vérification doit être :

D'après le BAEL91 $\left(\begin{array}{l} \frac{Lmax}{15} \leq ht \leq \frac{Lmax}{10} \\ 0.4\ ht \leq b \leq 0.7\ ht \end{array} \right)$

D'après le RPA99 version 2003 $\left(h \geq 30; b \geq 20;\ h/b \leq 4\ ;\ b_{max} \leq 1,5h + b \right)$

Avec : $\begin{cases} Lmax : \text{longueur maximale de la poutre entre nus de poteaux.} \\ h : \text{hauteur de la poutre.} \\ b : \text{largeur de la poutre.} \end{cases}$

a)Poutres principales :

Lmax = 450-25 = 425cm.

- **La hauteur de la PP:**

$\frac{425}{15} \leq ht \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28.33 \leq ht \leq 42.5$ on prend **ht=35cm.**

- **La largeur de la PP :**

$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$ on prend **b=35cm.**

b) les poutres secondaires :

Lmax = 370-25 =345cm.

- **La hauteur de la PS :**

$\frac{345}{15} \leq ht \leq \frac{345}{10} 23 \leq ht \leq 34.5$ on prend **ht=35cm**

- **La largeur de la PS :**

$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$ on prend **b=30cm.**

c) La poutre de chainage :

Lmax= 370-25=345m.

- **La hauteur de la PCh :**

$\frac{345}{15} \leq ht \leq \frac{345}{10} \Rightarrow \quad 23 \leq ht \leq 34,5$ on prend **ht=30cm.**

- **La largeur de la PCh :**

$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$ on prend **b=30cm.**

✓ **Vérification des exigences RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1**:

	conditions	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre de chainage	vérification
ht	h≥ **30**	**35**	**35**	**30**	**OK**
b	b≥ **20**	**35**	**30**	**30**	**OK**
h/b	h/b≤ **4**	**1**	**1.17**	**1**	**OK**
b_{max}	$b_{max} \leq \mathbf{1,5}h + b$	**87.5**	**82.5**	**75**	**OK**

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

✓ **Donc on prend les sections suivantes pour les différentes poutres :**

- Poutres principales : **(35x35) cm².**
- Poutres secondaires : **(35x30) cm².**
- Poutre de chainage : **(30x30) cm².**

II.2.3 :Les voiles : …….7.7.1 RPA99/version2003.

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition **L ≥ 4a**. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

Ils peuvent être utilisés :

− En façade (voile extérieur) ;

− A l'intérieur (voile intérieur).

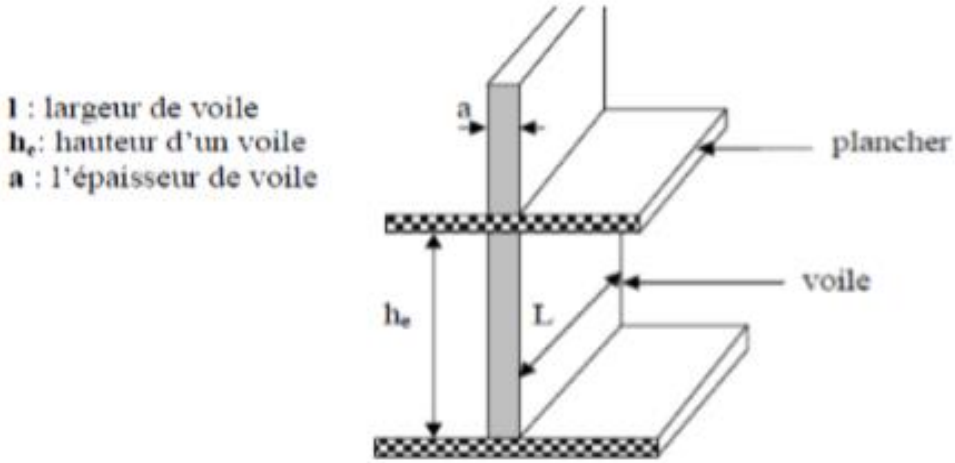


Figure II-4 : Coupe de voile en élévation.

a) L'épaisseur du voile :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (he) des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimal est de **15cm.**

Dans notre cas, l'épaisseur des voiles est donnée par **a = he/20.**

Avec **:he = h - ep**

h: hauteur d'étage.

ep: l'épaisseur de la dalle ou du plancher. Avec **ep=20 cm.**

Nous aurons donc :

- **Pour le sous-sol 1 :**

he= 346-20= 326cm a= $\frac{he}{20}$= $\frac{326}{20}$= **16.3 cm**

- **Pour le sous-sol 2 :**

he=266-20=246 cm a= $\frac{he}{20}$= $\frac{246}{20}$= **12.3 cm**

- **Pour la cave :**

he=424-20=404 cm a= $\frac{he}{20}$= $\frac{404}{20}$= **20.2 cm**

- **Pour le RDC :**

he=442-20=422 cm a= $\frac{he}{20}$= $\frac{422}{20}$= **21.1 cm**

- **Pour l'étage courant :**

he= 306-20= 286cma=$\frac{he}{20}$=$\frac{286}{20}$= **14,3cm**

On prend: a=25cm pour tous les voiles

b) Longueur des voiles :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur, soit :

Lmin = 4a = 4x25 =100 cm= 1 m.

II.2.4: les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé coulé sur place, leurs rôles est de reprendre et de transmettre les charges.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, les dimensions des poteaux sont déterminés par la descente des charges de poteau le plus chargé. Selon **le RPA99 (version2003**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la **zone IIa** :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.

Les exigences du **RPA** pour les poteaux rectangulaires de la **zone IIa**sont :

– Min (b1 ; h1) ≥ 25 cm.
– Min (b1 ; h1) ≥ he/20cm
– 1/4< b1/h1<4

Le calcul s'effectuera pour le poteau le plus sollicité ayant la plus grande surface d'influence, on supposant que le béton reprend la totalité des charges, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\mathbf{S \geq \frac{Ns}{\sigma bc}}$$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma bc}$: contrainte admissible du béton à la compression simple.
σbc = 0.6$fc28$ =0.6x25= **15** $\boldsymbol{MPa}$.
Ns : effort de compression Ns = G + Q.
S : section transversal du poteau.

II.3: Descente et Evaluation des charges :

II.3.1 : Evaluation des charges :

L'évaluation des charges consiste à déterminer la charge permanente de chaque élément, et la charge d'exploitation qui lui convienne à partir du document technique réglementaire DTR.

Avec { **G** : charges permanentes.
Q : charges d'exploitations.

II.3.1.1: Evaluation des Charges Permanentes (G) Pour :

1-Plancher : Nous possédons deux types de planchers **:**

a) Plancher de l'étage courant :

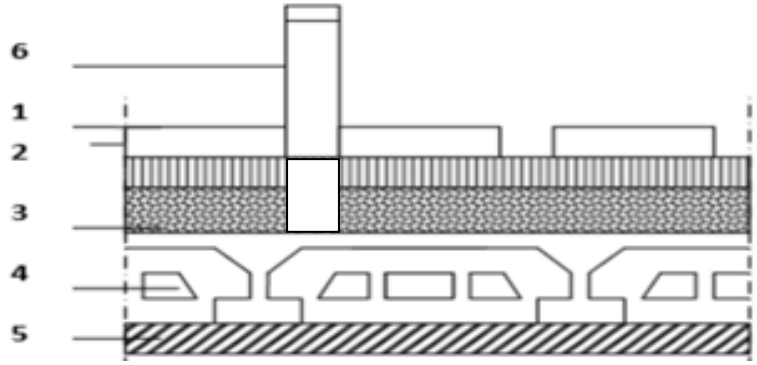


Figure II.4: schéma du plancher étage courant.

Nombre	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique ϒ (KN/m³)	Charges G (KN/m³)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Couche de sable	0,03	22	0,66
4	Planché en corps creux	0,20	14	2,8
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons intérieures	0,10	09	0,90
Charge permanente totale G				**5,56**

Tableau II.2: évaluation des charges plancher étage courant (G).

b) Balcon des étages courants (dalle pleine) :

Nombre	Matériaux	Epaisseur	Poids volumique ϒ (KN/m³)	Charges G (KN/m³)
1	carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.03	20	0.6
3	Dalle pleine	0.15	25	3.74
4	Garde-corps	/	/	1.62
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G				**6.56**

Tableau II.3: évaluation des charges pour balcon des étages courants (dalle pleine).

2-Maçonnerie : Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

a) Murs extérieurs :

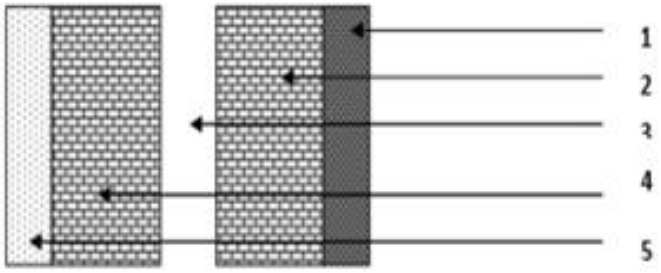


Figure II.5 : coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique Υ (KN/m^3)	ChargesG(KN/m^3)
1	Mortier de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuses	0,15	09	1,30
3	Lame d'aire	0,10	00	0,00
4	Brique creuses	0,10	09	0,90
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Chargement permanente totale G				**2,76**

Tableau II.4 : Charges revenants aux murs extérieurs.

b) Murs intérieurs :

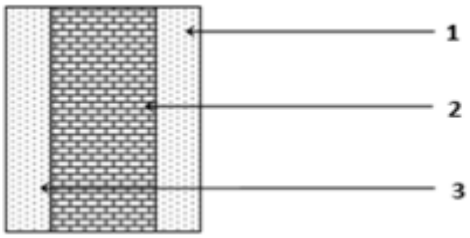


Figure II-6 : coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique Υ (KN/m^3)	ChargesG(KN/m^3)
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuses	0,10	09	0,90
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Chargement permanente totale G_{mint}				**1,30**

Tableau II.5 : Charges revenants aux murs intérieurs.

3-Toiture :

N°	Eléments	Poids volumique ϒ (KN/m^3	Charges G (KN/m^3)
1	Couverture tuile mécanique (linteaux compris)	/	0,45
2	Pannes+cheveront+fixation	/	0,15
3	**Murs pignons (cloisons)**	09	0,90
Charge permanent totale G			**1,50**

Tableau II.6 : Charge permanents de la toiture.

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

Eléments	Surcharge Q (KN/M$^{2°}$)
Plancher étage courant	1,50
Plancher Sous-Sol	4 ,00
balcon	3,50
Toiture	1
Charpente	1

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitations des différents éléments secondaires.

II.4: Descente de charge :

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteaux ou voile) appelées surface d'influence.

1) **Surface d'influence :** Le poteau le plus sollicité correspond au croisement des portiques (3) et(D) comme le montre la figure suivante :

-La surface revenant au poteau :

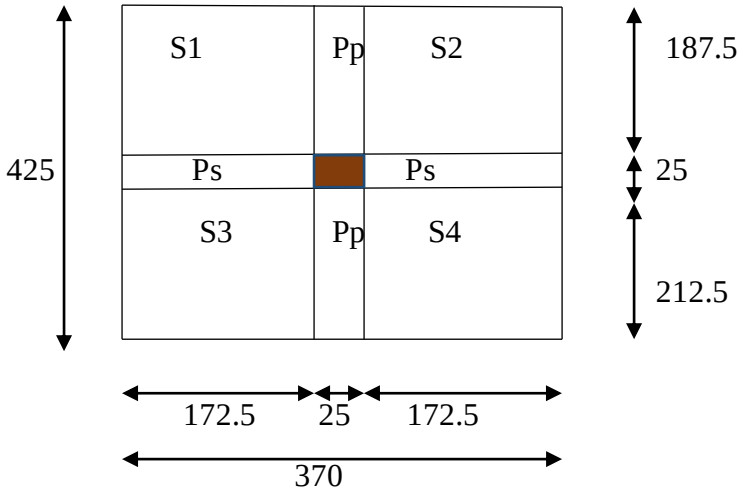


Figure II.7: surface d'influence.

- ✓ **La surface nette :**

$Sn = [(1,875 \times 1,725) + (2,125 \times 1,725)] \times 2$

$= 6,9 \times 2$

$= \mathbf{13,8\ m^2.}$

- ✓ **La surface brute est :**

$S_b = 4,25 \times 3,70 = \mathbf{15,73 m^2.}$

-La surface inclinée (Toiture) :

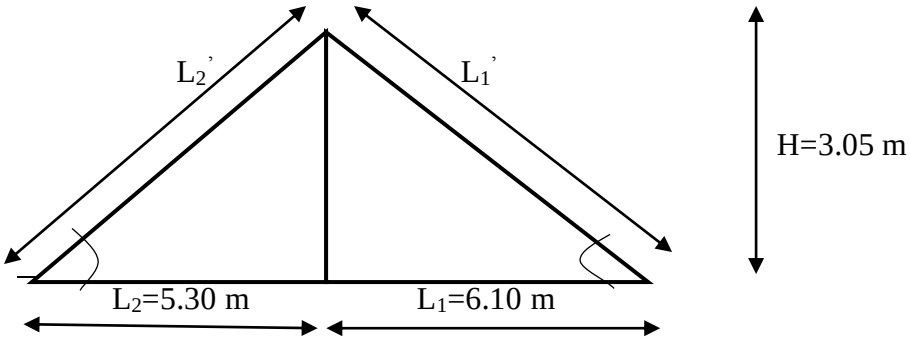


Figure II.8 :Surface du la toiture revenant au poteau le plus sollicité

Avec :

$Tg\Theta = H/L$

$\Theta = Tg^{-1}\ H/L$

$Cos\ \Theta = L/L' \longrightarrow L' = L/cos\ \Theta$

Donc on aura :

$\Theta_1 = 26.57° \longrightarrow L_1' = 6.82$ m.

$\Theta_2 = 30° \longrightarrow L_2' = 6.12$ m.

2) Poids propre des éléments :

- **Poids du plancher : P = G x S.**

Plancher étage : P = 5,56 x 15,73 = **87,46KN**.

- **Poids des poutres =γc × hpp× bpp× Lpp**

Poutres principales : Pp = 0.35x0.35 x (1,875+2,125) x 25 **= 12,25 KN.**

Poutres secondaires : Ps = 0.35 x 0.30 x (1,725+1,725) x 25 = **9,06 KN.**

Poutre de la toiture : Pt=0.35 x 0.30 x 6.10 x 25 = **16.01 KN**

D'où le poids total : Ptot = **37,32** KN

- **Poids des poteaux :**

Poteaux de la toiture :Pt=0.25 x 0.25 x 3.05 x 25 = 4.77 KNPoteaux de l'étages courant : Pcou = 0.25 x 0.25 x 3,06 x 25= 4,781 KN. Poteaux du RDC :Prdc= 0.25 x 0.25 x 4,42 x 25 = 6,91KN.Poteaux de la cave :Pc= 0.25 x 0.25 x 4,24 x 25 =6.63 KN.Poteaux du s sol1 : Pss1= 0.25 x 0.25 x 3,46 x 25=5.41 KN.Poteaux du s sol2 : Pss2= 0.25 x 0.25 x 2,66 x 25=4.16 KN.

- **Poids de la toiture :**

$P_{toit}=S_b \times Q_{toit}$= 15,73×1Ptoit=15,73 KN.

3) Surcharge d'exploitations :

Plancher RDC et étages courants :

Q1= Q2= Q3 =Q4= Q5 = 1.5 x 13,8= 20,70 KN.

II.5: La loi de dégression des charges:

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié. Elle est donnée par la formule suivante :

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

Par ailleurs lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression donnée par la formule en dessus est équivalente à la règle usuelle, dans laquelle les charges d'exploitions de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous:

- Sous le toit**: .....**Q0.
- Sous le dernier étage **: .....**Q0+Q1.
- Sous l'étage immédiatement inferieur **: .....**Q0+0.95 (Q1+Q2).

- Sous l'étage immédiatement inferieur **: .....**Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3).
- Pour n≥5 **: .....**Q0+(3+n/2n) × Q1+Q2+Q3+Q4+…+Qn).

Ainsi de suite en réduisant de 10% jusqu'à 0,5Q,

La valeur conservée pour les étages inférieurs suivant : D'après le DTR BC 2.2(4) (ART 6.3), ce qui est le cas du présent ouvrage :

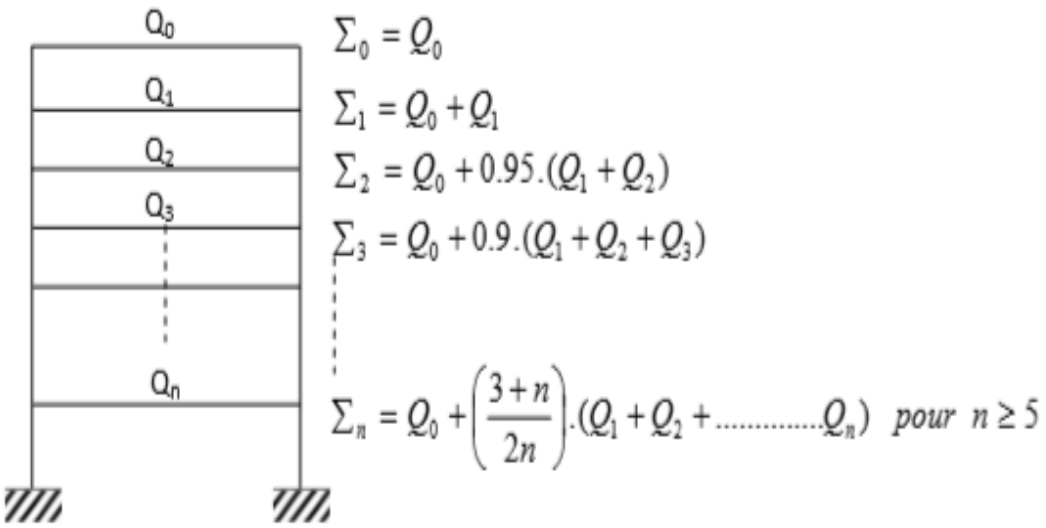


Figure II.9 : Schéma de surcharges cumulées dans un bâtiment.

1- Coefficients de dégression des surcharges :

NIVEAUX	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**
Coefficient	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71

2- Les surcharges cumulées Qn :

Niveaux	Opération	Résultat KN
toit	Q_0	**15,73**
5eme étage	Q1= Q0+ Q1	**21.29**
4eme étagé	Q2=Q0+ 0,95(Q1 + Q2)	**26.29**
3eme étagé	Q3= Q0+ 0,90(Q1 + Q2+Q3)	**30.74**
2eme étage	Q4= Q0+ 0,85(Q1 + Q2 +Q3 +Q4)	**34.63**
1er étage	Q5= Q0+ 0,80(Q1 + Q2 +Q3 + …+Q5)	**37.97**
RDC	Q6= Q0+ 0,75(Q1 + Q2 +Q3 +….+Q6)	**40.75**
1er s sol	Q7= Q0+ 0,70(Q1 + Q2 +Q3 + …+Q7)	**42.97**
2eme s sol	Q8= Q0+ 0,69(Q1 + Q2 +Q3 + …+Q8)	**46.42**
cave	Q9= Q0+ 0,62(Q1 + Q2 +Q3 + …+Q9)	**46.75**

Tableau II.8: surcharges cumulées

Tableau II.9 : Tableau récapitulatif de la descente de charge sur poteau :

Niveau	Charges permanente (KN)					Charges D'exploitation (KN)		Effort Normaux N_s (KN)	Section (cm^2)	
	Poids des planché (KN)	Poids des poteaux	Poids des poutres	G_t	G Cumulée	Q	Q Cumulée	$N_S=G_C+Q_C$	$S \geq \frac{NS}{\sigma ST}$	Section adoptée (bxh)
toit	23.60	4.77	16.01	44.38	**44.38**	15.53	**15.53**	59.91	3.99	**40x40**
5	87.46	4.78	18.26	110.5	**154.88**	20.70	**36.43**	191.31	12.75	**40x40**
4	87.46	4.78	18.26	110.5	**265.38**	20.70	**57.13**	322.51	21.50	**40x40**
3	87.46	4.78	18.26	110.5	**375.88**	20.70	**77.83**	453.71	30.25	**40x40**
2	87.46	4.78	18.26	110.5	**486.38**	20.70	**98.53**	584.91	38.99	**45x45**
1	87.46	4.78	18.26	110.5	**596.88**	20.70	**119.23**	716.11	47.74	**45x45**
RDC	87.46	6.91	18.26	112.63	**709.51**	20.70	**139.93**	849.44	54.63	**45x45**
S SOL 1	87.46	5.41	18.26	111.27	**820.78**	20.70	**160.63**	981.41	65.43	**50x50**
S SOL 2	87.46	4.16	18.26	109.88	**930.66**	20.70	**181.33**	1111.99	74.13	**50x50**
CAVE	87.46	6.63	18.26	112.35	**1043.01**	20.70	**202.03**	1245.04	83.00	**50x50**

Avec : $\sigma st = 0.6x\ Fc28 = 15\ MPa.$

II.6 : Vérification des poteaux :

II.6.1 : Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

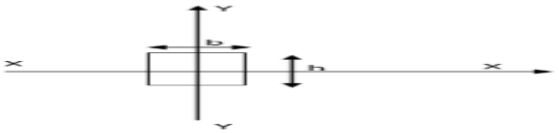
Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

- Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux : $\lambda \leq 50$

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7\ L_0$) ;
i: rayon de gyration (i = S I);
L_0: hauteur libre du poteau ;
S: section transversale du poteau (b x h) ;
I: moment d'inertie du poteau ($Iyy = hb^3/12$; $Ixx = bh^3/12$) ;
Dans notre cas le poteau est de dimension 25x25.
D'où : Ixx = Iyy puisque b=h (forme carré pour les poteaux).

$$\lambda = \frac{I_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0\frac{\sqrt{12}}{b} \longrightarrow \lambda = 2.42\ L_0 / b$$



- L0 = 3,06 m (toiture + 3eme et 4eme et 5eme étage)

Poteaux (40x40)→ **$\lambda = 18.51 \leq 50$**→ OK

- L0 = 3,06 m (1er et 2eme étage)

Poteaux (45x45). → **$\lambda = 16.46 \leq 50$**→OK

- L0=4.42 m (RDC)

Poteaux (45x45) → **$\lambda = 23.77 \leq 50$** →OK

- L0=3.46m (S sol1)

Poteaux (50x50) → **$\lambda = 16.75 \leq 50$** →OK

- L0=2.66m (Ssol2)

Poteaux (50x50). → **$\lambda = 12.88 \leq 50$**→OK

- L0=4.24m (cave)

Poteaux (50x50). → **$\lambda = 20.52 \leq 50$**→OK

Conclusion :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement ; donc il n'y a pas de risque de flambement.

II.6.2 : Vérification des règles de RPA 99 / 2003 :

Les conditions exigées par le RPA, liéesà la zone IIa sont données par les formules Suivantes :

$$\begin{cases} \min(b,h) \geq 25\ cm \\ \min(b,h) \geq he/20 \\ 1/4 \leq b/h \leq 4 \end{cases}$$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
40x40	Min (b ;h)≥ 25cm	Min (b ;h) 40> 25cm	**CV**
	Min(b,h)≥ $\frac{h}{20}$	Min(b,h) =40> $\frac{306}{20}$=15,3cm	**CV**
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$	**CV**
45x45	Min (b ;h)≥ 25cm	Min (b ;h) =45> 25cm	**C V**
	Min(b,h)≥ $\frac{h}{20}$	Min(b,h) = 45 ≥ $\frac{306}{20}$=15,3cm Min(b,h) = 45 ≥ $\frac{442}{20}$=22,1cm	**CV**
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4$	**CV**
50x50	Min (b ;h)≥ 25cm	Min (b ;h) = 50>25cm	**CV**
	Min(b,h)≥ $\frac{h}{20}$	Min(b,h)= 50 ≥ $\frac{346}{20}$= 17,3cm Min(b,h)= 50 ≥ $\frac{266}{20}$= 13,3cm Min(b,h)= 50 ≥ $\frac{424}{20}$= 21,2cm	**CV**
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4$	**CV**

Tableau II.10 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA.

Conclusion : Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections des poteaux sont admissibles.

Récapitulatif :

Eléments	Pré-dimensionnement
Planchers	Corps creux (16+4) cm
	Dalle pleine 15 cm
Poutres	PP : («35x35) cm2
	PS : (35x30) cm2
Voile	a=25 cm
Poteaux	(50x50) pour S SOL 1, S SOL 2 et CAVE
	(45x45) pour RDC , étages 1 et 2
	(40x40) pour étages 3, 4, 5 et toiture

Tableau II-11 : Caractéristiques géométriques des éléments de l'ouvrage

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments de la structure autre que les éléments de contreventement, qui sont : la charpente, les escaliers, les balcons, poutres de chainage, poutre palières ainsi que les planchers.

III.1: Calcul des escaliers :

1. Définition:

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers**)** permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.
Ces caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

2. Terminologie :

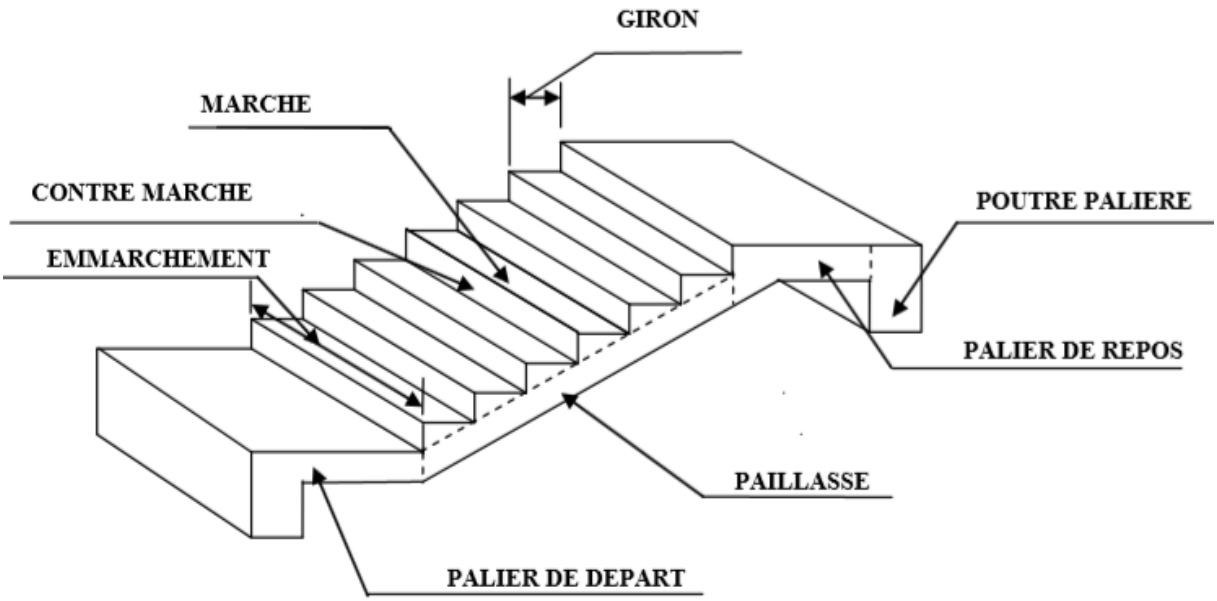


Figure III.1 : schéma de l'escalier

-La marche : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
-La contre marche(h) : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h (la différence de niveau entre deux marches successives). Elle varie généralement entre 14 et 20cm, dans notre cas on prend **h = 17 cm.**
-Le giron (g) : est la distance en plan séparant deux contre marches successives. Elle varie entre 22 et33cm. Dans notre cas on prend **g=24 cm.**
-La volée : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
-La paillasse d'épaisseur ep : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marche.
-Le palier : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires, on a trois paliers : palier de départ, de repos et d'arrive.
-L'emmarchement (E) : représente la largeur de la marche. L'emmarchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1 m, les grands escaliers ont de 1,50 à 2 m, les escaliers de service : 0,70 à 0,90, les descentes de caves: 1 m.

3. Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

• A cartier tournants.
• A palier intermédiaire.
• A la Française (limon apparent sur le côté).
• A l'anglaise (marche en débord sur le limon).

Notre bâtiment comporte des escaliers a deux volées avec un palier intermédiaire

4. pré-dimensionnement des escaliers :

Dans notre plan nous avons plusieurs cas d'escaliers du même type, on fait les calculs pour chacun des cas et on adoptera un type de ferraillage à la fin pour chacun des deux.

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

A : Escalier d'entrée au RDC :

Il est constitué de deux volées telle quelle est montrée ci-après :

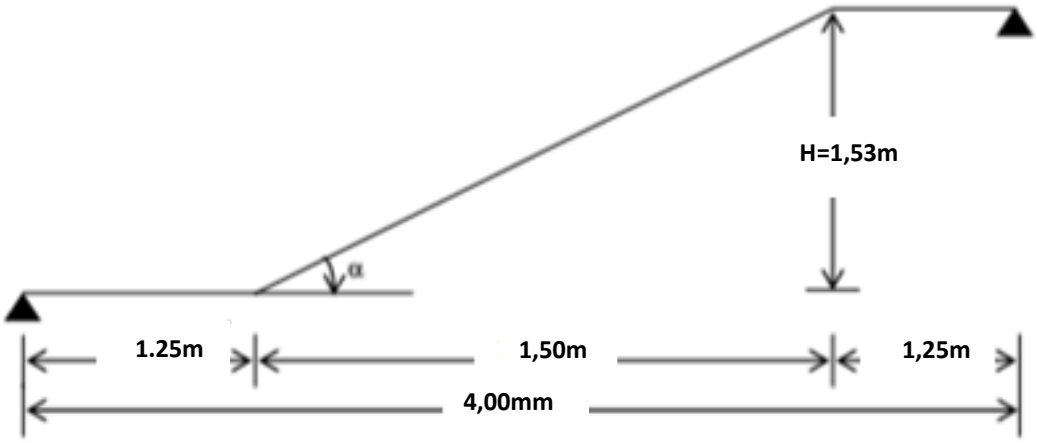


Figure III.1.1 : Schéma statique de la volée du RDC

On prend en compte des dimensions des plans d'architectures, on calcule :

- **Le nombre de contremarches « n »** :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contremarches.}$$

- **Le nombre de marches « m »:**

$$m = n-1 = 8 \text{ Marches}$$

- **Vérification de la loi deBLONDEL :**

$59cm \leq g + 2h \leq 66cm \Longrightarrow 59cm \leq 58 \leq 66cm \Longrightarrow$ **condition vérifiée**

On prend la valeur **g=30cm**.

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

- **L'emmarchement** est égal à : **1.60m.**

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20}$ **(Loi de déformabilité)**

➢ **Calcul de $l_0 = l_1 + l_2 + l_3$:**

$\text{tg}\,\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0{,}566 \Rightarrow \alpha = 29{,}53^0$

D'ou : $l_2 = \frac{H}{Sin\alpha} = \frac{153}{0{,}493} = 310$ cm= 3,10m.

l_0=125+310+125=560cm=5,60m.

Donc : $\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20} \Longrightarrow 18{,}7\text{cm} \leq e \leq 28cm$

On opte pour une paillasse et des volées d'épaisseurs : **ep = 20cm.**

B: Escalier du RDC vers les étages supérieurs :

Il est constitué de deux volets :

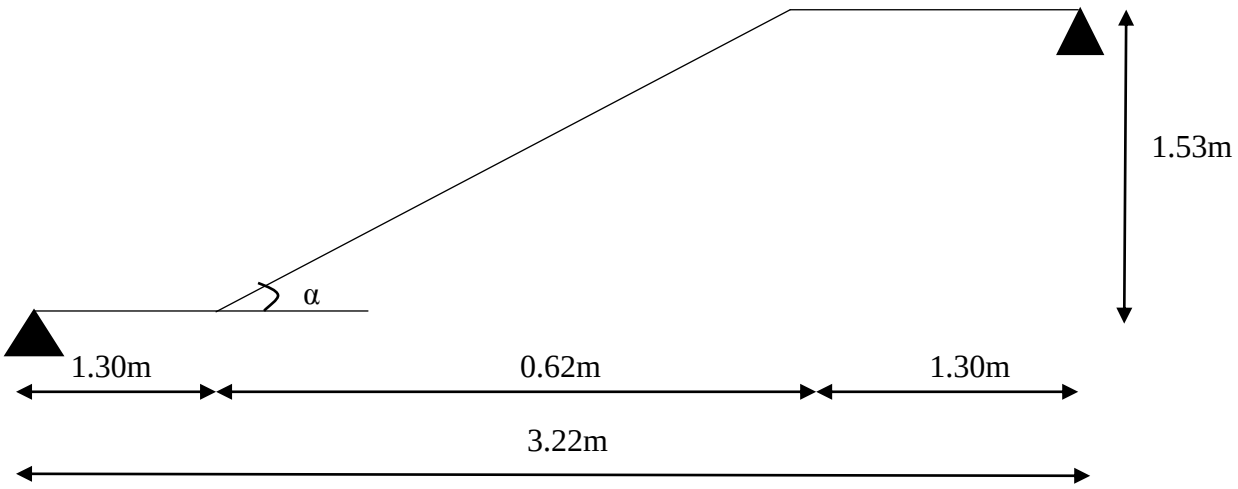


Figure.III.1.2 : Schéma statique de la volée du RDC vers les étages supérieurs.

- **Le nombre de contremarches « n »** :

$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contremarches.

- **Le nombre de marches « m » :**

m = n-1 =8 marches

- **Vérification de la loi deBLONDEL** :

$59cm \leq g + 2h \leq 66cm \Longrightarrow 59cm \leq 58 \leq 66cm \Longrightarrow$ **condition vérifiée**

on garde la valeur**g=30cm.**

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

- **L'emmarchement** est égal à : **1.60m.**

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20}$ **(Loi de déformabilité).**

➢ **Calcul de $l_0 = l_1 + l_2$:**

$\text{tg}\,\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0{,}566 \Rightarrow \alpha = 29{,}53^0$

D'ou : $l_2 = \frac{H}{Sin\alpha} = \frac{153}{0{,}493}$= 310cm=3.10m.

l_0=130+310+130=450cm=5,70m=570 cm.

Donc : $\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20}$ $\Longrightarrow$ $19\text{ cm} \leq e \leq 28{,}5cm$

On opte pour une paillasse et des volées d'épaisseurs **: ep = 20cm.**

C : Escalier vers le sous-sol 1 :

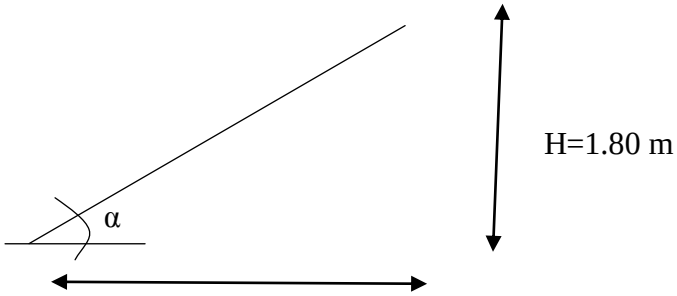


Figure.III.1.3 : Schéma statique de la volée du sous-sol 1.

- **Le nombre de contremarches « n »** :

$n = \frac{H}{h} = \frac{180}{17} = 11$ contremarches.

- **Le nombre de marches « m » :**

m = n-1 =10 marches

- **Vérification de la loi deBLONDEL** :

$59cm \leq g + 2h \leq 66cm$ $\Longrightarrow$ $59cm \leq 58 \leq 66cm$ $\Longrightarrow$ **condition vérifiée** on garde la valeur **g=30cm.**

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

- **L'emmarchement** est égal à : **1.60m.**

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20}$ **(Loi de déformabilité).**

- **Calcul de l_0 :**

$\text{tg}\,\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0{,}566 \Rightarrow \alpha = 29{,}53^0$

D'ou : $l_0 = \frac{H}{Sin\alpha} = \frac{180}{0{,}493}$= 365cm=3.65m.

Donc : $\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20} \Longrightarrow 12.17\text{cm} \leq e \leq 18.25cm$

On opte pour une paillasse et des volées d'épaisseurs **: ep = 20cm.**

D : Escalier vers la cave :

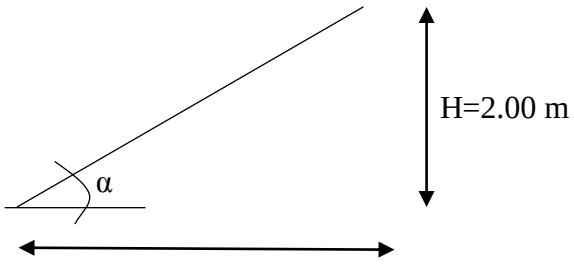


Figure.III.1.4 : Schéma statique de la volée de la cave.

- **Le nombre de contremarches « n »** :

$n = \frac{H}{h} = \frac{200}{17}$ = 12 contremarches.

- **Le nombre de marches « m » :**

m = n-1 =11 marches

- **Vérification de la loi deBLONDEL** :

$59cm \leq g + 2h \leq 66cm \Longrightarrow 59cm \leq 58 \leq 66cm \Longrightarrow$ **condition vérifiée**

on garde la valeur **g=30cm.**

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

- **L'emmarchement** est égal à : **1.60m.**

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20}$ **(Loi de déformabilité).**

- **Calcul de l_0 :**

$\text{tg}\,\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0{,}566 \Rightarrow \alpha = 29{,}53^0$

D'où : $l_0 = \frac{H}{Sin\alpha} = \frac{200}{0{,}493}$= 406cm=4.60m.

Donc : $\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20} \Longrightarrow 13.53\text{cm} \leq e \leq 20.30cm$

On opte pour une paillasse et des volées d'épaisseurs **: ep = 20cm.**

Donc on prendra pour tous nos escaliers :

-h=17 cm **-g**=30 cm

-ep=20 cm **-L'emmarchement**=160 cm

Remarque : On prend la même épaisseur la volée et le palier.

5. Détermination des sollicitations de calcul :

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

- **Les surcharges d'exploitation :**

Selon le DTR (C2-2) pour une construction à usage d'habitation Q=2.5kN/m2

Pour une bande d'un mètre : Q x 1m = 2,5 x 1 m = 2,5 kN /ml.

- **Charge concentrée :**

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (**F**).

F= h x ρ_{murext} x 1m

Etage courant : F= (3.06-0.20) x2.76x1m=7.90KN.

RDC : F= (4.42-0.20) x2.76x1m=11.65KN.

Sous-sol 1 :F= (3.46-0.20) x2.76x1m= 9.00KN.

Sous-sol 2 : F= (3.06-0.20) x2.76x1m= 7.90KN.

Cave: F= (4.24-0.20) x2.76x1m= 11.15 KN.

- **Charges permanentes :**

➢ **Le palier:**

Eléments	**Poids propre [KN/m]**	
Poids propre de la dalle	25 x 0.20 x1.00	5
sable	18 x0.03 x 1.00	0.54
mortier	20 x0.03 x1.00	0.60
carrelage	20 x 0.02 x1.00	0.40
Enduit de plâtre	10 x 0.02 x1.00	0.20
		G_{palier}=6.74

Tableau III.1.1 : Charges et surcharges revenant au palier.

➢ **La paillasse:**

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la paillasse	25 x ep /Cosα = 25 x 0.20/ cos29,53	5.75
Poids propre des marches	25 x e_p/2 = 25 x0.20 /2	2.50
carrelage	20 x 0.02 x 1.00	0.4
Mortier de pose	20 x0.03 x1.00	0.6
Couche de sable	18 x 0.03 x 1.00	0.54
Enduit de plâtre	10 x0.02 x1.00	0.2
Poids propre du garde-corps (métallique)	/	0.6
		G paillasse=10.59

Tableau III.1.2 : Charges et surcharges revenant à la paillasse.

- **Combinaisons de charges.**

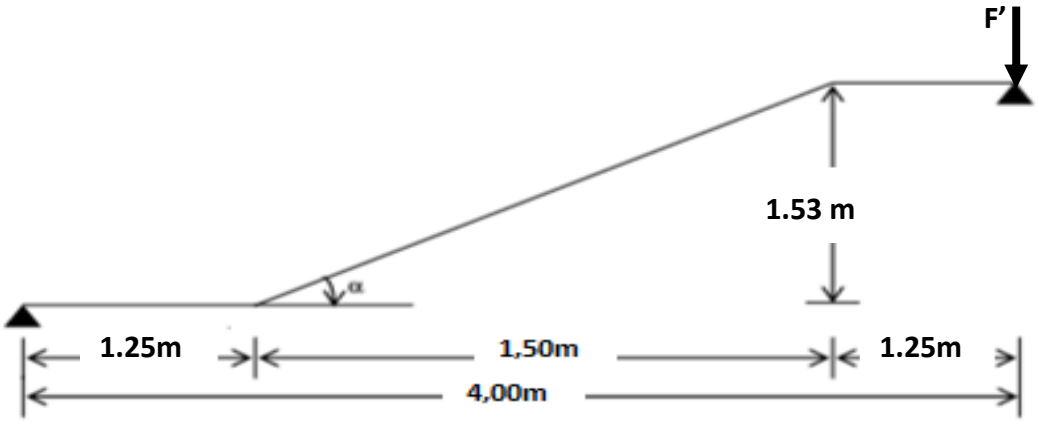
Eléments	ELU : q_u =(1,35G+1,5Q)x 1m[KN/ml]	ELS : q_s =(G+Q)x 1m[KN/ml]
Palier	q_u^{palier} = (1.35x6.74 +1.5x2.5) x1m =12.85	q_s^{palier} = (6.74+2.5) x1m =9.24
Palliasse	$q_u^{paillasse}$ = (1.35x10.59+1.5x2.5)x1m =18.05	$q_s^{paillasse}$ = (10.59+2.5) x1m =13.09
Poids du mus	Etage couran+sous-sol 2 :q_u^{mur} = (1.35x7.90) x 1m =10.67	q_s^{mur} = 7.90x1m = 7.90
	RDC : q_u^{mur} = (1.35x11.65) x 1m =15.72	q_s^{mur} = 11.65x1m = 11.65
	Sous-sol 1 : q_u^{mur} = (1.35x9) x 1m =12.15	q_s^{mur} = 9x1m =9
	Cave : q_u^{mur} = (1.35x11.15) x 1m =15.05	q_s^{mur} = 11.15x1m =11.15

Tableau III.1.3 : Combinaisons de charges.

Remarque : Les charges de la paillasse et de la volée sont les même pour tous les escaliers, puisque leurs épaisseurs ainsi que la dimension de leurs marches sont identique.

6. Etude des escaliers :

A-



❖ **A L'ELU :F'=7.86**

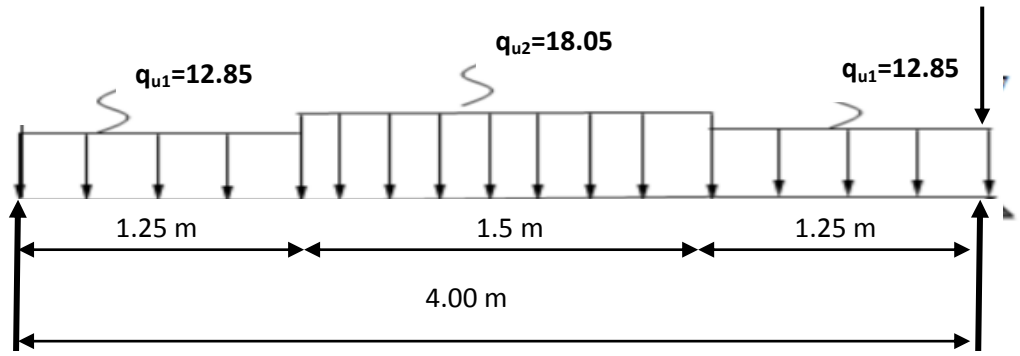


Figure III.1.5: Schéma statique du chargement à L'ELU

F=15.72 KN c'est le poids propre de tout le mur de l'étage, et vu que celui reposant sur le palier est la moitié de ce mur donc **F'=15.72/2= 7.86 KN**

a) Calcul des réactions d'appuis :

$\sum F/_Y = 0$RA +RB -7.86-(12,85x1,25) -(18,05x1,50) -(12,85x1,25) = 0

RA+RB=67.06 KN

$\sum M/_B = 0$(12,85x1.725x3.375) + (18,05x1.5 +2) + [12,85x1.25x0.625]=3,8R_A

3,8R_A=245.45

R_A=29.60 KN **R_B=37.46 KN**

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

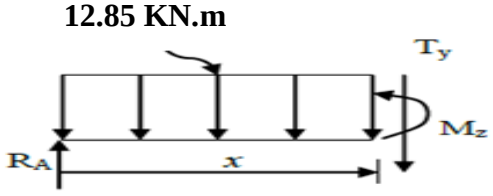
1er tronçon : 0 ≤ x ≤1.25 m :

- T_y=-12.85x +29.60

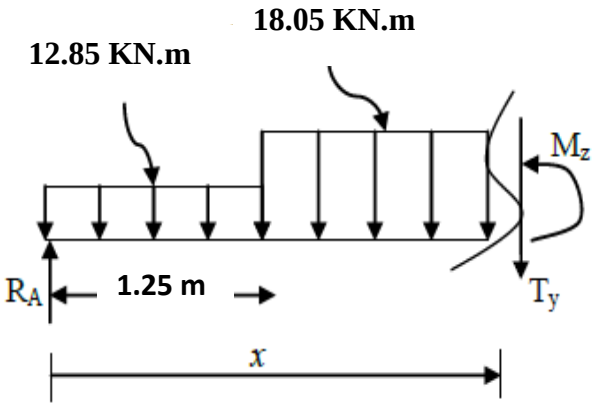
Ty= **29.60 KN** pour x = 0m.
Ty= **13.54kN** pour x = 1.25m.

- M_z= - $\frac{12.85}{2}x^2$-29.60x

Mz = **0 KN.m** pour x = 0m.
Mz = **26.96 KN.m** pour x = 1.25m.



2eme tronçon : 1.25 ≤ x ≤2.75 m :



- T_y= -18.05(x-1.25) – (12.85x1.25)+29.60
  = -18.05x + 36.10

Ty = **13.54 kN** pour x = 1.25 m
Ty= **-13.54 kN** pour x = 2.75 m

- M_z=[-18.05/2(x-1.25)^2]–
  [(12.85x1.25)(1.25/2+(x-1.25))]+29.60x

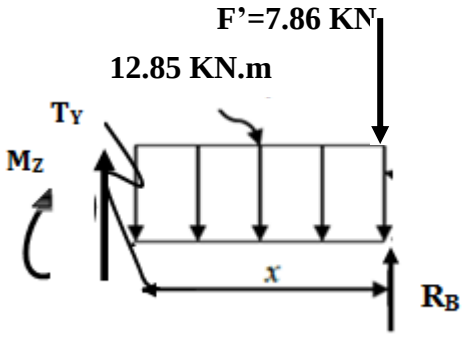
M_Z= **26.96 kN.m** pour x = 1.25 m
M_Z= **26.96 KN.m** pour x = 2.75m

Moment max :

Ty= 0 ⟹ -18.05x + 36.10=0 → **x=2 m**

M^{max} = 32.04 KNm

3eme tronçon: 0 ≤ x ≤1.25m :



- T_y= 12.85x – 37.46+7.86=12.85x-29.60

Ty= **-29.60 kN** pour x = 0
Ty= **-13.54 kN** pour x = 1.25m

- $M_z = -\frac{12.85}{2}x^2 + 37.46x - 7.86x$
  $= -6.43x^2+9.60x$

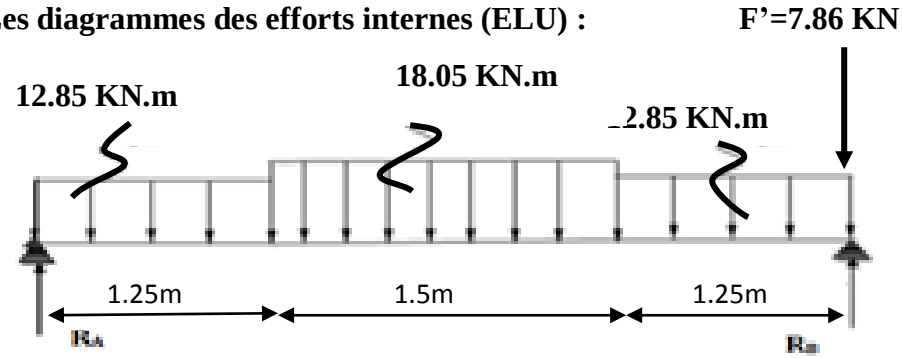
Mz = **0 kN** pour x = 0
Mz = **26.96 kN** pour x = 1.25m

c) Moment corrigé :

Afin de tenir compte de semi-encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} aux niveaux des Appuis et en travée

- ✓ Aux appuis : $M_A = M_B = -0.3\ M_{max}$= **-9.61 KN.m**
- ✓ En travée : $M_t = 0.85\ M_{max}$ = **27.23 KN.m**

d) Les diagrammes des efforts internes (ELU) :



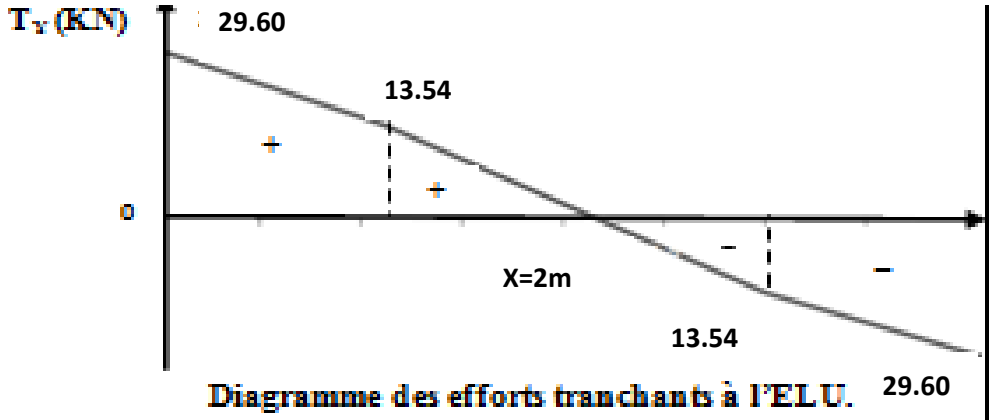


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

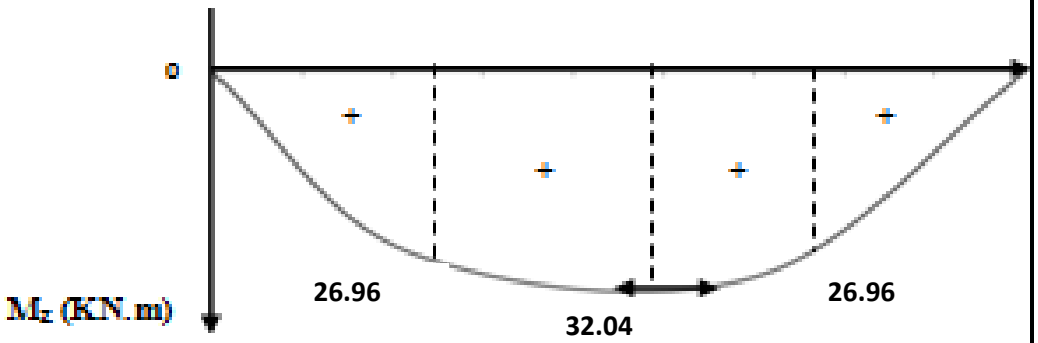


Diagramme des moments fléchissant calculés à l'ELU.

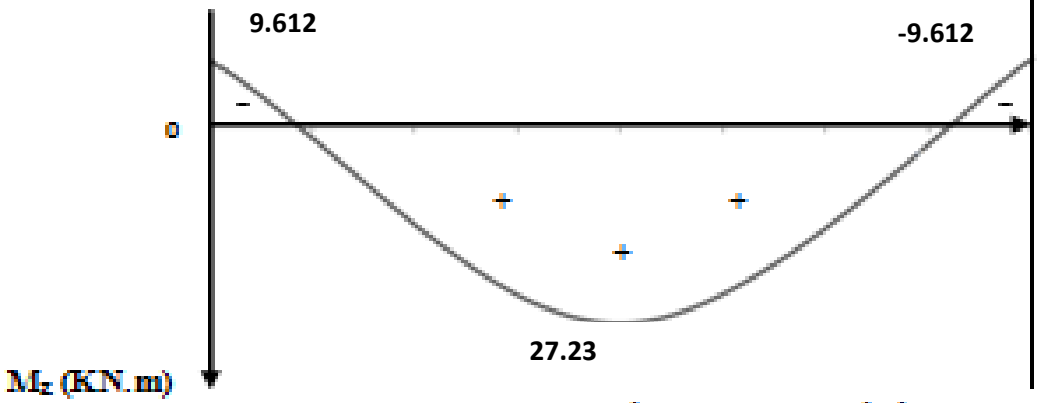


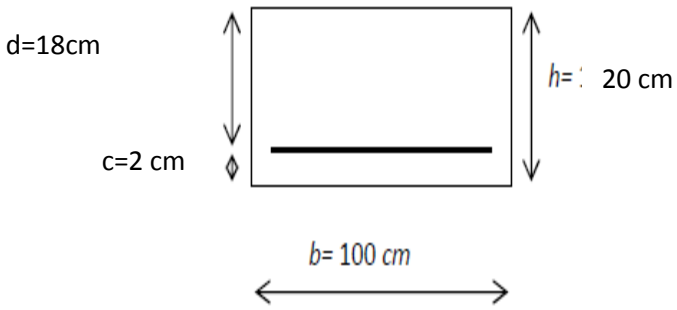
Diagramme des moments fléchissant corrigés à l'ELU.

e) Ferraillage :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une sectionrectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment

b = 100cm,
h= 20 cm
d = 18 cmc = 2cm

M_u^a= 26.96KN.m



III.1.6 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

✓ **Aux appuis :**

- **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M^a u}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{26.96x10^3}{100x18^2x14,2} = 0,058 \leq 0,392 \Longrightarrow \text{SSA}$$

$\mu_b = 0,058 \Rightarrow \beta \approx 0,970$

$$A_a = \frac{M^a u}{\beta.d\sigma_s} = \frac{26.96x10^3}{0,970x18x348} = 4.43\text{cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7.70 cm²** ; avec un espacement S_t **=20cm**

- **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1.93\ \text{cm}^2$$

Soit : **4 HA 8/ml = 2,01 cm²** ; avec un espacement S_t **=25cm**

✓ **En travée:**

M^t_u = 27.23 KN m

- **Armatures principales:**

$$\mu_b = \frac{M^a u}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{27.23x10^3}{100x18^2x14,2} = 0,060 \leq 0,392 \Longrightarrow \text{SSA}$$

$\mu_b = 0,060 \Rightarrow \beta \approx 0,969$

$$A_a = \frac{M^a u}{\beta.d\sigma_s} = \frac{27.23x10^3}{0,963x18x348} = 4.48\text{cm}^2$$

Soit **5HA 14** = **7.70 cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1.93\text{cm}^2$$

Soit : **4HA8/ml= 2,01 cm²** ; avec un espacement St **= 25 cm.**

f) Vérification à l'ELU :

1-Condition de non fragilité :…….. A.4.2 BEAL91/modifiee99

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x100x18x2,1}{400} = \mathbf{2.173\ cm^2}$$

- Aux appuis: A_{ad}= 5HA 14 =7.70 cm^2 >2.173 cm^2 ⟹ **condition vérifiée**
- En travée: A_{ad}= 5HA 14 =7.70 cm^2 >2.173cm^2 ⟹ **condition vérifiée**

2-Espacement des armatures :

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

- Armatures principales ⟶ St < min {3h=3x20=60 ; 33cm}

St=20cm<33cm ⟹ **condition vérifier**

- Armatures de répartition ⟶ St < min {4h=80 ; 45cm}

St=25 cm<45cm ⟹ **condition vérifier**

3-Contraintes tangentielles :……..A.5.1.1 BEAL91/modifiee99

On doit vérifier que :

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

Calcul de $\overline{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables **:** $\overline{\tau}_u$ = min $\left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ;\ 5mpa \right\}$ = 3.33Mpa

Calcul de τ_u^{max}:

V_{max} = 29.60 KN.

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0.d} = \frac{29.60x10^3}{1000x180} = 0.164\text{MPa}$$

τ_u=164 < $\overline{\tau}_u$=3.33 ⟹ **condition vérifiée**

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- ✓ **Influence sur le béton :**

T_u^{max} = 29.60 KN < V_u

$V_u = \frac{0{,}4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}$ Avec : a = 0,9d = 0.9 x 18

$V_u = \frac{0{,}4 \times 25 \times 10^3 \times 0{,}9 \times 180 \times 1000}{1{,}5} = 1080 KN$

T_u^{max} = 29.60 KN $<$ V_u=1080 ⟹ **Condition vérifiée.**

- ✓ **Influence sur les aciers:**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{max}}{\sigma st}$

$(1.15/fe)(V_u^{max}+M_a/0.9d)=(1.15/400)(29.60+26.96\ 10^{-2}/0.9x18)=0.085\ cm^2$

$0.085 cm^2 \leq 2.01\ cm^2$ ⟹ **Condition vérifiée.**

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

5- Contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres :

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

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

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28}$

$\bar{\tau}_{se}=\Psi_S f_{t28}$ = 1,5 x 2.1 = 3,15 MPa ; (Ψ_S= 1.5 pour les aciers HA)

$\sum Ui$ **:** Sommes des périmètres utiles des armatures.

$\sum Ui$ = nπ Ø = 5x 3.14 x 1.4=21.98 cm

n : c'est le nombre de barres.
Ø : c'est le diamètre des barres.

$\sum Ui$ = 21.98cm

$\tau_{se} = \frac{29.60x10^3}{0{,}9x100x219.8} = 0.83$ MPa

$\tau_{se} = 0.83 < \bar{\tau}_{se} = 3.15$ Pas de risque d'entrainement des barres

⟹ **Condition vérifiée**

6- Longueur du scellement droit :…….A.6.1.22 BEAL91/modifiee99

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$\tau_{su} = 0.6\ \psi^2\ f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa.

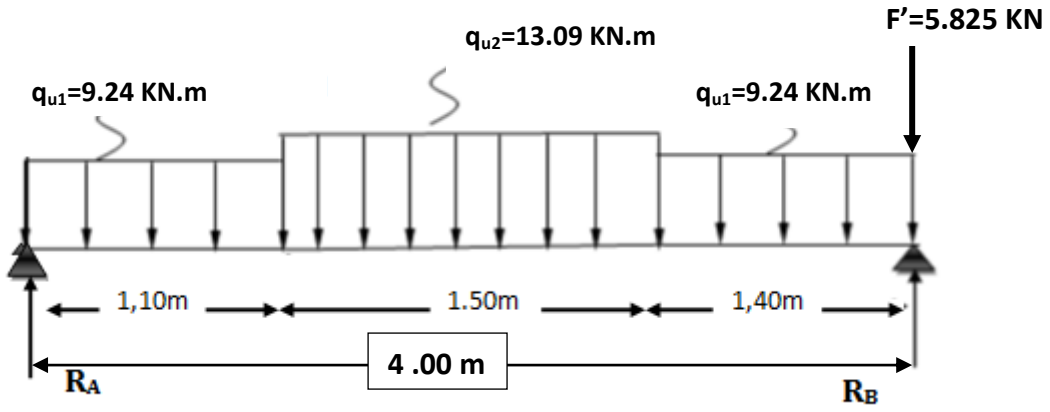
$L_S = \frac{\varphi\ x400}{4\ x\ 2{,}835} = 35.27\ \varphi$cm

En travée $\varphi = 1.4\ cm$ $\Longrightarrow$ $L_S = 50\ cm$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$L_a = 0.4 \times L_S = 0.4 \times 50 = 20$ cm.

❖ **A L'ELS :**



FigIII.1.7: Schéma statique du chargement à L'ELS.

a- Calcul des réactions d'appuis:

$\sum F/_Y = 0$ ⟶ RA + RB - (9.24x1.25) -(13.09x1.50) - (9.24x1.25) -5.83=0

RA+RB=48.57KN

$\sum M/_B = 0$ ⟶ $4R_A$=(9.24x1.25)(1.25/2+2.75) +(13.09x1.5)(1.5 /2+1.25)

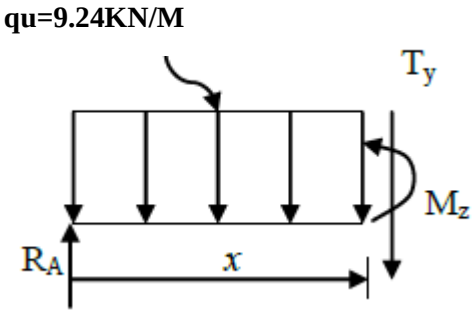
+(9.24x1.25)1.25 /2+5.83x0

$4R_A$=112.71 ⟶ **R_A =21.37 KN**

R_B = 27.20 KN

b- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

✓ **1eme tronçon : 0 ≤ x ≤1.25m :**



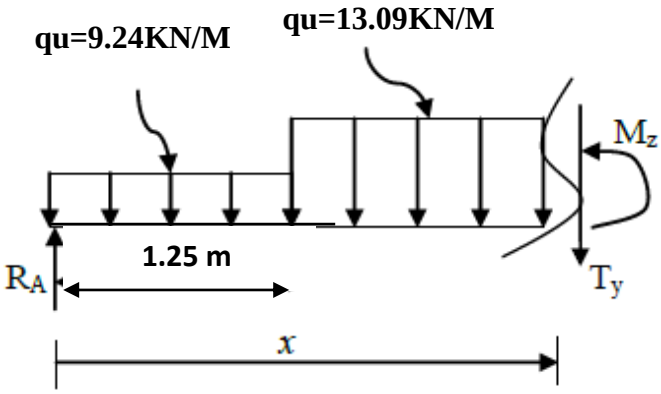
- T_y= -9.24x + 21.37

Ty = **21.37 kN** pour x = 0m.
Ty= **9.82kN** pour x = 1.25m.

- M_z= $-\frac{9.24}{2}x^2+21.37x$

Mz = **0 kN** pour x = 0m.
Mz = **19.49kN** pour x = 1.25m.

✓ **2eme tronçon : 1.25m ≤ x ≤2.75m :**



- T_y= -13.09x +26.18

Ty= **9.82kN** pour x = 1.25m
Ty= **-9.82kN** pour x = 2.75m

- M_z=21.37x–11.55(x-0.625)-9.24 $(x-1.25)^2$ /2

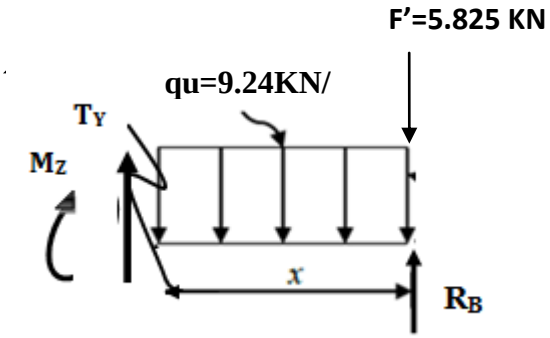
M_Z= **19.49 kN** pour x = 1.25 m
M_Z = **19.49kN** pour x = 2.75m

Moment max :

Ty= 0 ⟹ -13.09x+26.18 =0 ⟶ **x=2m**

M^{max} =23.18KNm

✓ **3eme tronçon: 0 ≤ x ≤1.25m :**



- T_y= 9.24x – 21.37

Ty= **-21.37kN** pour x = 0
Ty= **-9.82kN** pour x = 1.25m

- M_z= $-\frac{9.24}{2}x^2+21.37x$

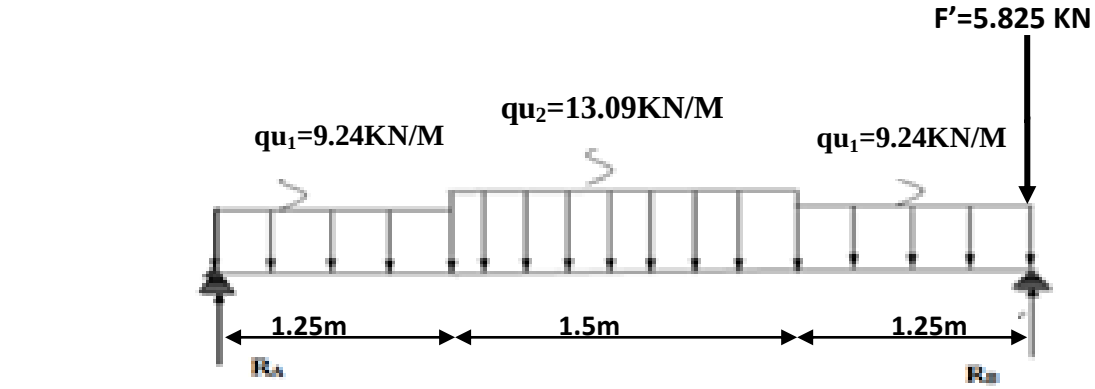
Mz = **0 kN** pour x = 0
Mz = **19.49kN** pour x = 1.25m

c-Moment corrigé :

Afin de tenir compte de semi-encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} aux niveaux des Appuis et en travée

✓ Aux appuis : M_A= M_B= -0.3 M_{max}= **-6.95 KN.m**
✓ En travée : Mt = 0.85 M_{max} = **19.70 KN.m**

d-Les diagrammes des efforts internes (ELS) :



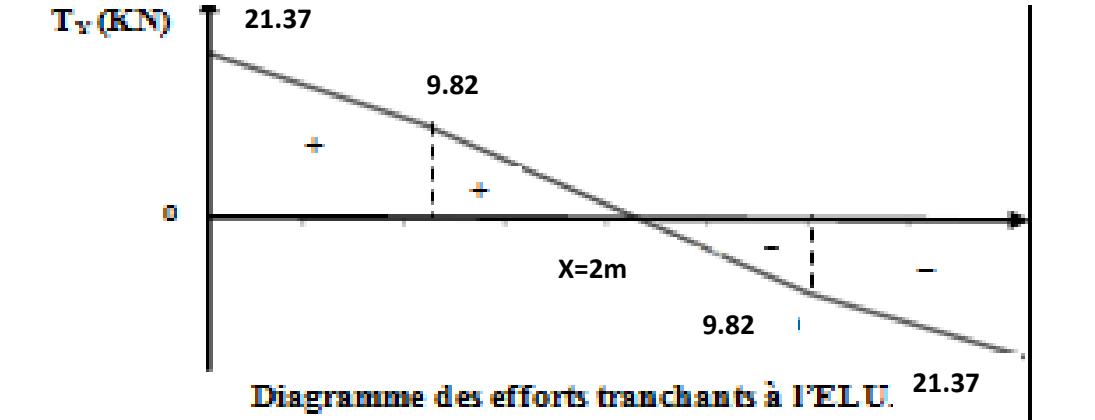


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

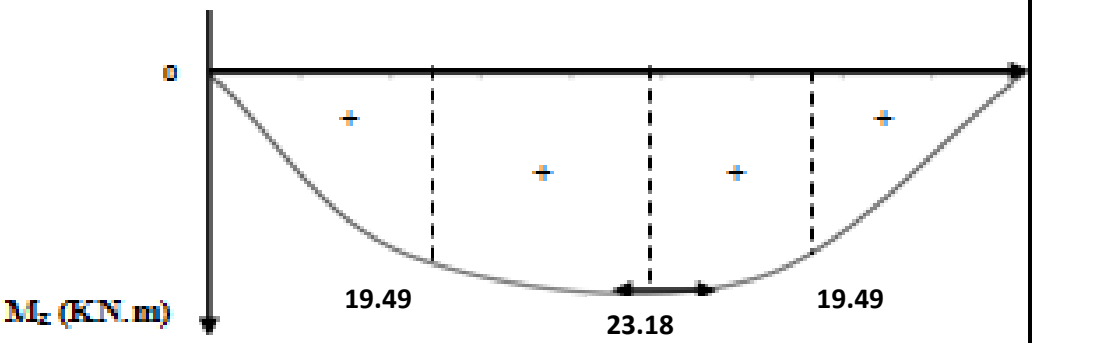


Diagramme des moments fléchissant calculés à l'ELU.

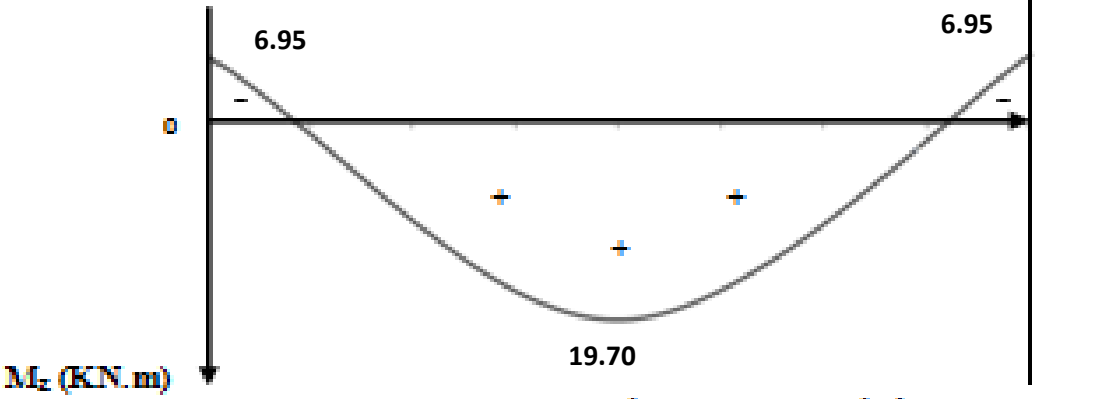


Diagramme des moments fléchissant corrigés à l'ELU.

e- Vérification à L'ELS :

1-L'état limite à la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier que **:**

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

- ✓ **En travée :** M_t = 19.70 KN.m

$$\rho_1 = \frac{100\,A_t}{bd} = \frac{100\times 7.70}{100\times 18} = 0.429$$

ρ_1=0.429 ⟶ β=0.900 ⟶ K=35.00

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{19.70\times 10^3}{7.70\times 0.900\times 18} = 157.93 \text{ MPa}$$

σ_{bc}= σ_s/K= $\mathbf{4.51\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa}$ ⟹ **Condition Vérifiée.**

- ✓ **Appuis A :** M_a= 6.95 KN.m

$$\rho_1 = \frac{100\,A_a}{bd} = \frac{100\times 7.70}{100\times 18} = 0.429$$

ρ_1=0.429 ⟶ Par interpolation ⟶ β=0.900 ⟶ K=35.00

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \beta_1 d} = \frac{6.95\times 10^3}{7.70\times 0.900\times 18} = 55.72 \text{ MPa}$$

.σ_{bc}= 1.59MPa< $\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ ⟹ **condition Vérifiée**.

2- Etat limite de déformation (BAEL91/ArtB.6.5.1) :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$; $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$; $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$\frac{h}{l} = \frac{20}{400} =$ **0.05**

$\frac{1}{16} =$ **0.0625** > 0.05 ⟹ **Condition non vérifiée**

- ✓ Les conditions ne sont pas réunies, donc la vérification de la flèche est indispensable.

$$f = \frac{M_t^s . l^2}{10.E_v . I_{fv}} < \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8cm$$

$E_V = 3700\sqrt[3]{fc28}$ =10818,86MPa

Avec :
- E_V : module de déformation longitudinale différée.
- $I_{fv} = \frac{1.1 x I_0}{1+\mu\lambda_v}$
- $I_0 = (V_1^3 + V_2^3)\frac{b}{3} + 15A_{tt}(V_2 - c)^2$

Avec :$\boldsymbol{I_0}$: moment d'inertie de la section homogénéisé

- **Aire de la section homogénéisée :**

B_0= B +n x A = b x h + 15A

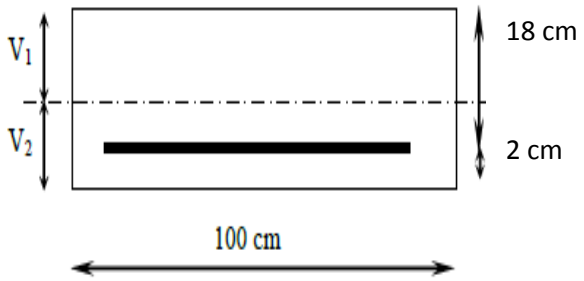
B_0= 100 x 20 + 15 x 7.70 = 2115.5cm^2

B0=2115.5cm2

- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$S_{xx}=bh^2/2 + 15A_t \times d = 100x20^2/2 + 15x7.70x18$

S_{xx}=22079 cm^3



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

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = 10.44cm$$

$$V_1 = 10.44cm \Rightarrow V_2 = h - v_1 = 20 - 10.44 = 9.56cm$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au CDG :**

$$I_0 = \left(V_1^3 + V_2^3\right)\frac{b}{3} + 15A_{tt}\left(V_2 - c\right)^2$$

$$I_0 = \left(1137.89 + 873.72\right)\frac{100}{3} + 15x7.70\left(9.56 - 2\right)^2$$

$$I_0 = 73655.11cm^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{7.70}{100x18} = 0{,}0043$$

$$\lambda_v = \frac{0{,}02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0{,}02x2{,}1}{(2+3).0{,}0043} = 1.95$$

$$\mu = \left\{1 - \frac{1{,}75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}\right\}$$

$$\mu = \left\{1 - \frac{1{,}75x2{,}1}{4x0{,}0043x157.93 + 2.1}\right\} = 0.24$$

- **Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_{fv} = \frac{1{,}1x73655.11}{1 + (1.95x0.24)}$$

$$I_{fv} = 55191.16\,\text{cm}^4$$

- **Calcule de la flèche :**

$$f = \frac{19.70x10^3x400^2}{10x10818.86x55191.16} = 0.53\text{ cm}$$

$f = 0{,}53cm < \bar{f} = 0.8cm$ ⟹ **Condition vérifiée**

7. Ferraillage :

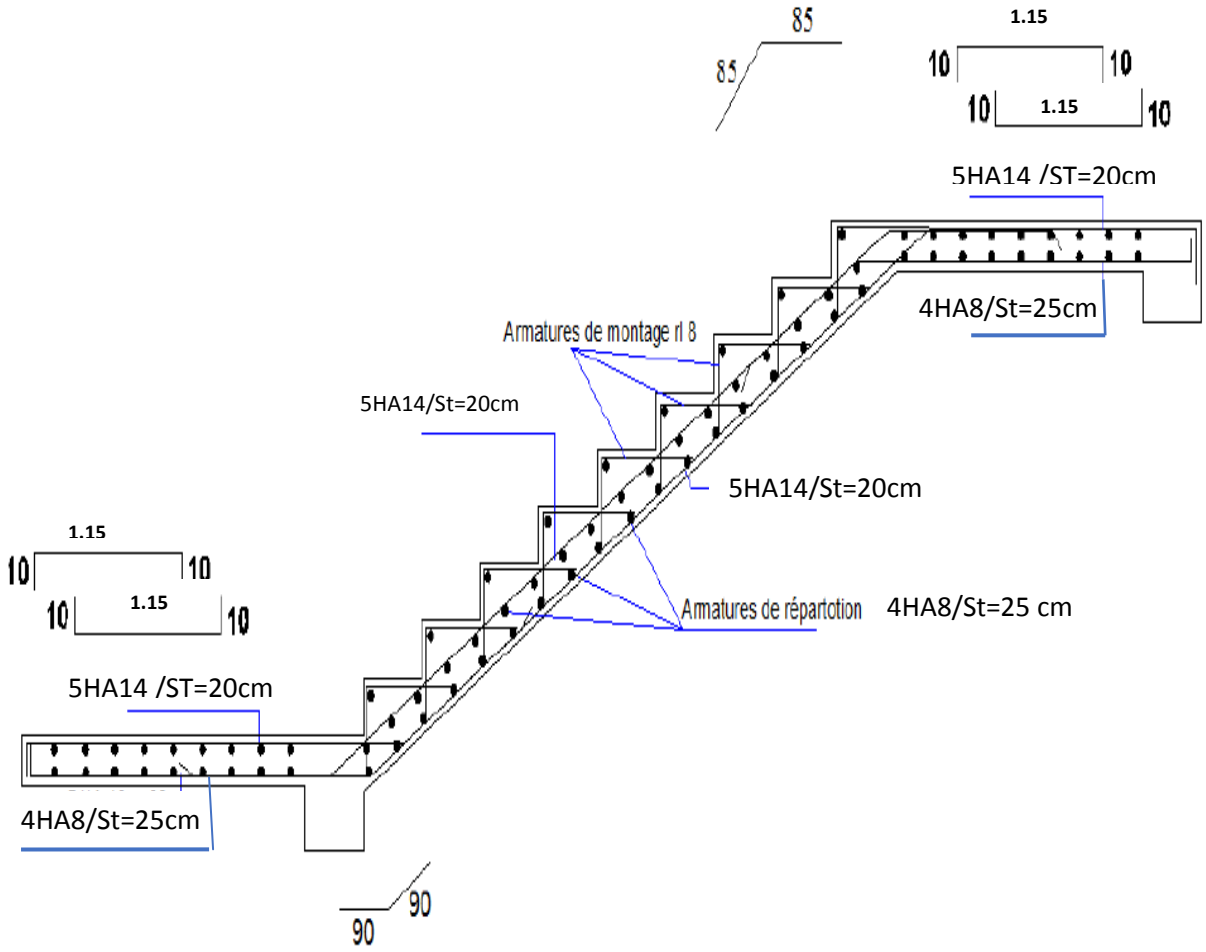


Figure III.1.8: Schéma de ferraillage d'escalier du RDC vers les étages courants.

III.2: Calcul des balcons:

1: Introduction:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher avec un garde corps de hauteur H=1m en maçonnerie brique creuse de 10cm d'épaisseur. Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.
L=1,60m avec e=15 cm (définie dans le chapitre 2).

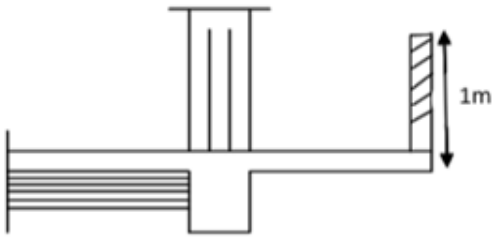


Figure III.2.1 Coupe vertical d'un balcon

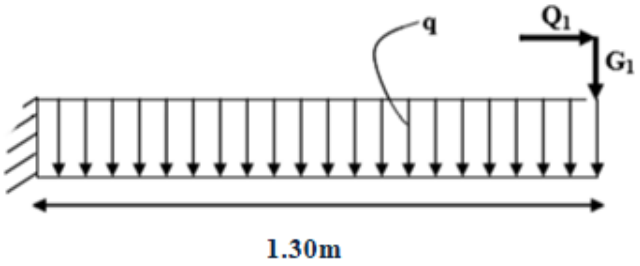


Figure III.2.2: schéma statique du balcon.

Avec :
q : charge pondérée de la dalle.
Q1 : charge d'exploitation due à la main courante sur le garde corps.
G1 : poids propre du garde corps de hauteur h=1m.

2: Détermination des différentes charges :

N°	Eléments	épaisseur	ρ (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Enduits ciment	0.02	22	0.44
2	Dalle pleine en B.A	0.15	25	3.75
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Mortier de pose	0.02	22	0.44
5	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
G total				5.61

Tab III.2.1 : Evaluation des charges permanentes du balcon.

G = 5.61 kN/ml
G1= (0.9+2 ×0.44) ×1m=1.78 kN/ml…… (Maçonnerie+enduit ciment).
G=1,78 KN..... Poids propre du garde corps.
Q1 = 1 kN/ml ……..……Charge due à la main courante.
Q =3.5 kN/ml (donnée par le DTR BC2.2) ……..... Charge d'exploitation du balcon.

- Combinaison de charges: Le balcon travaille en flexion simple.

- **A l'ELU:**

Dalle: qu=1.35G+1.5Q =1.35×5.61+1.5×3.5=**12.82 kN/ml**.
Garde corps: q_{u1}= 1.35G1=1.35×1.78=**2.4 kN/ml.**
Main courante : q_{u2} = 1.5×1 = **1.5 kN/ml.**

- **A l'ELS:**

Dalle: qs = G+Q = 5.61+3.5 = **9.11kN/ml.**
Garde corps : q_{s1} = G1 = **1.78 kN/ml.**
Main courante : q_{s2} = Q1= **1 kN/ml.**

3: Ferraillage du balcon:

A) Calcul du moment sollicitant:

- **A l'ELU:**

Moment dû à la charge qu : $M_1 = q_u \frac{l^2}{2}$=12.82× $\frac{1.60^2}{2}$=**16.41 KN.m**
Moment dû à poids du garde corps : $M_2 = q_{u1} \times L$=2.4×1.60=**3.84 KN.m**
Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{u2} \times H$=1×1.5=**1.5 KN.m**
Le moment total est $\boldsymbol{M_U}$ =: $M_1 + M_2 + M_3$

$\boldsymbol{M_U}$=16.41+3.84+1.5 = **21.75 KN.m**

- **A l'ELS:** De même que pour l'ELU ; on trouve:

$\boldsymbol{M_s}$=9.11× $\frac{1.60^2}{2}$ +1. 78 ×1.60 + 1×1 = **15.51 KN.m**

B) Calcul des armatures à l'ELU:

a- Armatures principales:

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

fbu=14.2 MPa; σ_{st}=348MPa ;

h=e=15 cm donc c=2cm et d=13cm

$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21.75\times10^3}{100\times13^2\times14.2}$ = 0.091 ≤ μ_l =0.392 ⟹ SSA

Du tableau on lit β = 0,953

Donc : $A_{St} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21.75\times10^3}{0.953\times13\times348}$ = 5.04 cm²

Soit 5HA12 = **5.65cm²** ⟹ avec un espacement St=100/5 ⟹ **St= 20m.**

b- Armature de répartition:

$A_r = \frac{A_{st}}{4}$ = 1.41 cm²

Soit 5HA8 = **2.51cm²** ⟹ avec un espacement **St=20cm.**

c-Diagramme des moments :

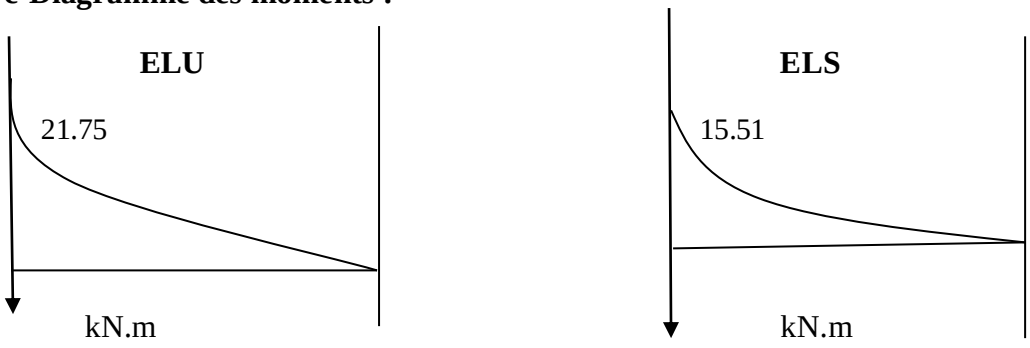


Figure III.2.3 : Diagrammes des moments a l'ELU et l'ELS de balcon.

4: Vérification à l'ELU:

a- vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91/modifie 99 Art 4.21):

$A_{min} = 0.23\, b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 13 \times 2{,}1}{400}$ = **1.57cm²**

A_{st} = 5.65cm² > A_{min} = 1.57cm² ⟹ **condition vérifiée**

b- vérification au cisaillement:

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

$V_u = q_u \times l + g_u$ = 12.82x1.60+2.4 = **22.91 KN**

$\tau_u = \frac{22.91 \times 10^3}{1000 \times 130}$ = 0.18 MPa

$\overline{\tau_u}$ = min { $\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa} = **2.5Mpa** ⟹ **(fissuration préjudiciable)**

τ_u = 0.18 Mpa < $\overline{\tau_u}$ = 2.5 Mpa ⟹ **Condition vérifiée**

Remarque : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c- vérification de l'adhérence des barres (BAEL91 modifie 99 /Art6.13):

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi$ = 5x3.14x12 = 188.40 mm

$\overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28}$ = 1.5x2.1 = **3.15 MPa**

$\tau_{se} = \frac{22.91 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.40}$ = **1.04 MPa**

τ_{se} = 1.04 MPa < $\overline{\sigma}_{bc}$ = 3.15 MPa ⟹ **Condition vérifiée.**

d- Longueur de scellement:

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_s}}$$

$\overline{\tau_s} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$ = 0.6x1.5²x2.1 = **2.84** MPa

$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84}$ = 422.54 mm ; soit l_s = **45cm**

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal

La longueur de recouvrement d'après le BAEL91(Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA:

l_a = **0.4** $\times l_s$

l_a = 0.4x45 = **18 cm**

Ls = α L1 + r + L2

phi=0.4 :coefficient de frottement beton acier.

$\alpha = e^{phi.\Theta}$, $\beta = (\alpha-1)/phi$

r > rmin = 5.5 ϕ = 5.5 x 1.2 cm=6.6 On prend **r = 7 cm**

L2 = Ls – c – r = 45 – 2 –7 = 36 cm

L1 = (Ls – L2 – βr) (1/α) **Avec Θ= 90° ;β = 1.87 cm ; α = 0.92 cm.**

L1=(45 – 36 – 1.87 x 7) (1/0.92)= 4.44 cm ⟹ **L1=4.5cm**

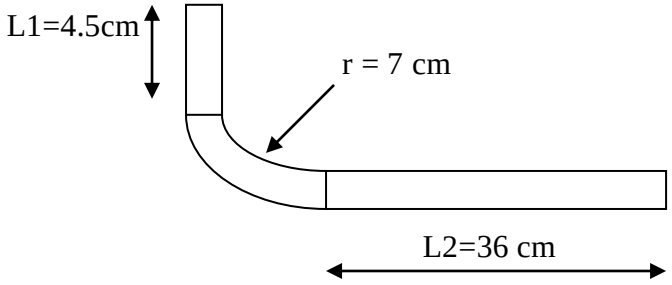


Figure III.2.4 : crochet pour la longueur de scellement.

e- vérification d'écartement des barres :

- armatures principales

St=20cm ≤ min {3h=45 ; 33}=33 cm ⟹ **Condition vérifiée**

- armatures de répartition

St=20cm ≤ min {4h=60 ; 45cm}=45cm ⟹ **Condition vérifiée**

f-Influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui : Il faut vérifier que :

$$(2v_u^{max} / ab) \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

v_u^{max} =0.267 a b fc_{28} avec $a \leq 0.9d = 0.9x13 = 11.7$ Donc on prend a=11 cm=0.11m

v_u^{max} =0.267x0 .11x1x25x10^3=734.25

DONC : 22.91 est inferieure a 734.25 ⟹ **Condition vérifiée**

5: Vérification à ELS:

a- Etat limite de compression du béton:

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ f_{c28} = 15$MPA

Nous avons : $M_s = 15.51$KN

$$\rho_1 = \frac{100 A_{St}}{bx\ d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434$$

$\beta = 0.900$

K =35.00

- ✓ La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 . d A_{St}} = \frac{15.51 \times 10^3}{0.900 \times 13 \times 5.65} = 234.63 Mpa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{234.63}{35} = 6.70 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.34)

La fissuration est préjudiciable : σ_{st} = min { «(2/3)400 ; 110 (1,5 . 2,1)$^{0.5}$ } = 201,63 MPa

$\sigma_{st} = 234.63 Mpa \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa} \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

c- Etat limite de déformation:

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{M_S}{15 M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec:

H=15 cm,

L=160 cm,

b= 100 cm,

d= 13 cm,

M_s = 15.51 KN.m (moment en travée à l'ELS),

M_0 = 21.75 KN.m (moment isostatique à l'ELU),

A= 5.65 cm^2 (section d'armatures)

- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Longrightarrow 0.094 > 0.0625 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**
- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{15 M_0} \Longrightarrow 0.094 > 0.048 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**
- ✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Longrightarrow 0.0043 < 0.0105 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

Conclusion: Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

➢ **Remarque:**

Afin de tenir compte de l'effort sismique nous avons adoptés pour la partie inférieure du balcon le même ferraillage trouvé auparavant en partie supérieure.

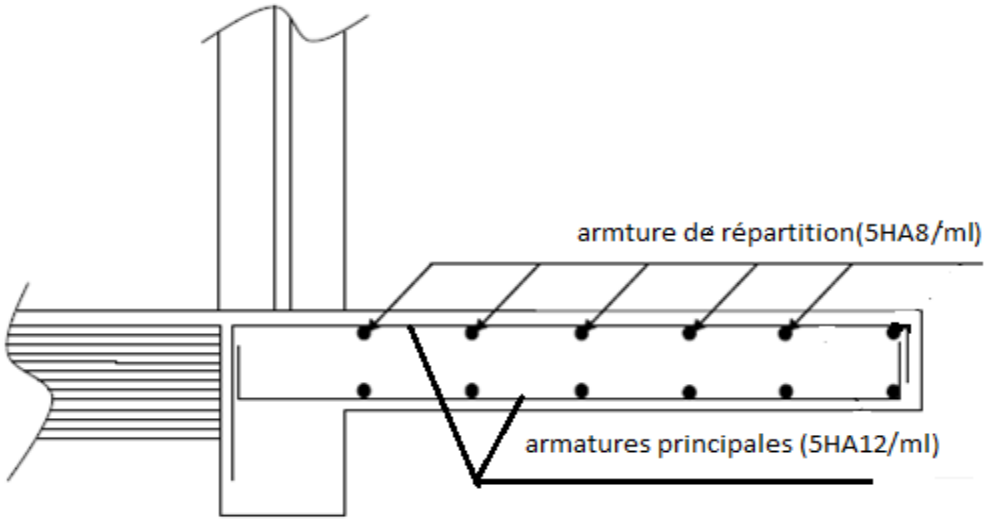


Figure III.2.5 : Ferraillage du balcon

c- Vérification au séisme : [art 6.2 .3 /RPA99 modif 2003]

FP= 4 A Cp Wp

A : coefficient d'accélération de zone obtenue dans le tableau 4-1, dans notre cas :
A= 0,15 (Zone IIa, groupe d'usage2).
Cp : facteur de force horizontale tire de tableau (6,1),
Il est pris égal à **0,3** (élément en Console)
Wp : poids de l'élément = 5,61 KN /ml

FP=4x0,15x0,3x5,61=0,998<Q=1kN/m ⟹ **Condition vérifiée**

III.3 : Etude de la poutre de chaînage :

1: Introduction:

La poutre de chainage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieurs. Son pré dimensionnement a été déjà calculé dans le 2eme chapitre, dont les valeurs obtenues pour sa hauteur et sa largeur sontrespectivement :

h = 30cm

b = 20cm

2: Détermination des charges et surcharges:

a- Les charges permanentes:

- Poids propre de la poutre : 0,2x0.3x25=**1.5 KN/ml**
- Poids du plancher: 6.56x0.65 /2=**2.13 KN/m**
- Poids du mur (double cloison):(3,06-0.3) x 1.46 = **4.03KN/ml**

- **Poids total: Gt=7.66 KN/ml.**

b- La surcharge d'exploitation :

Q=1,5x0.65/2 = **0.49KN/ml**

c- Combinaisons des charges :

- **ELU:**

qu=1,35G+1,5Q=1.35x7.66+1.5 x 0.49= **11.08 KN/ml.**

- **ELS:**

qs=G+Q = 7.66+0.49=**8.15 KN/ml.**

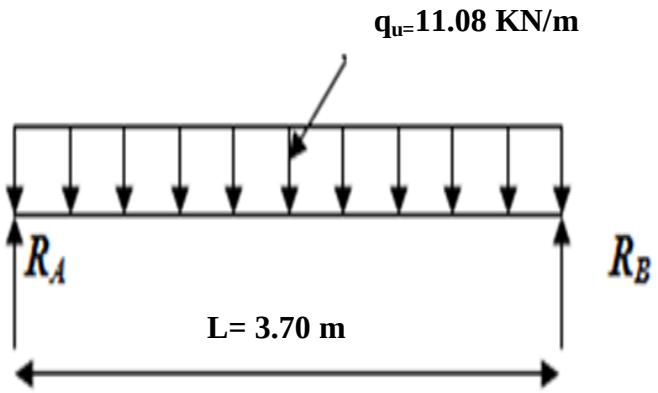
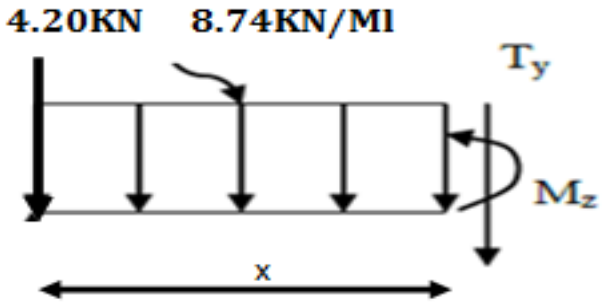


Figure III.3.1 : Schéma statique de la poutre de chainage.

3: Etude de la poutre à l'ELU:

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyé sur deux appuis.



Les réactions d'appuis:

$$R_A = R_B = \frac{11.08 \times 3.70}{2} = \mathbf{20.50KN}$$

- **Effort tranchant:**

  $T_s = R_A = R_B = \mathbf{20.50KN}$

- **Les moments isostatiques:**

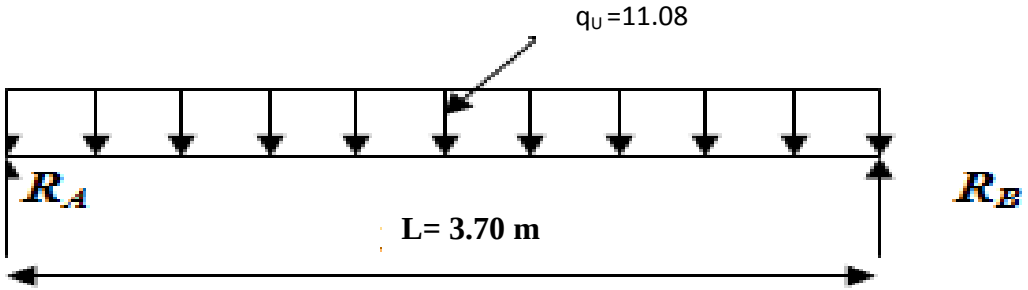
$$M_t = \frac{11.08 \times 3.70^2}{8} = \mathbf{18.96\ KN.m}$$

✓ A fin de tenir compte des semi-encastrements aux appuis, on affectera les moments par des coefficients :

En travée : $M_u^t = 0.85Mu =$ **16.12 kN.m**

Aux appuis : $M_u^a = -0.3Mu =$ **- 5.69 kN.m**

- **Diagramme des efforts internes à l'ELU:**



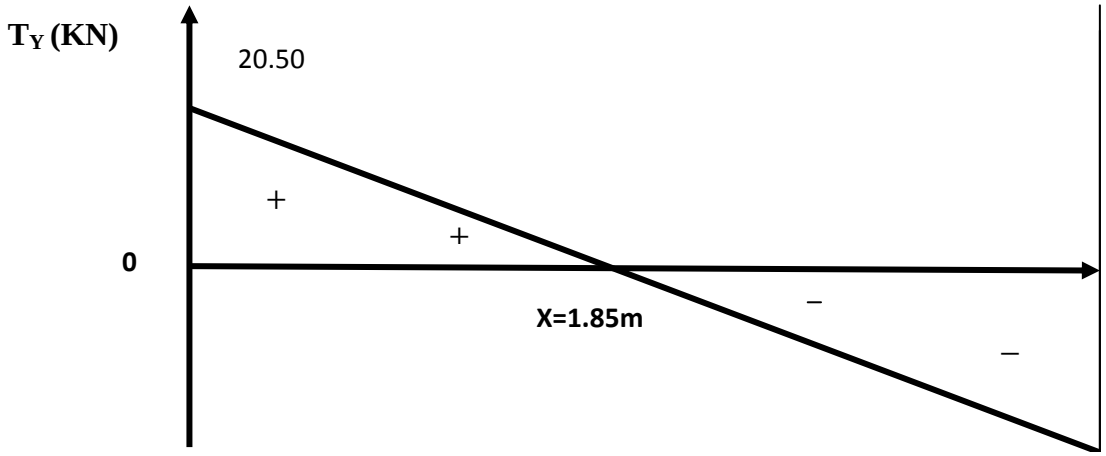


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

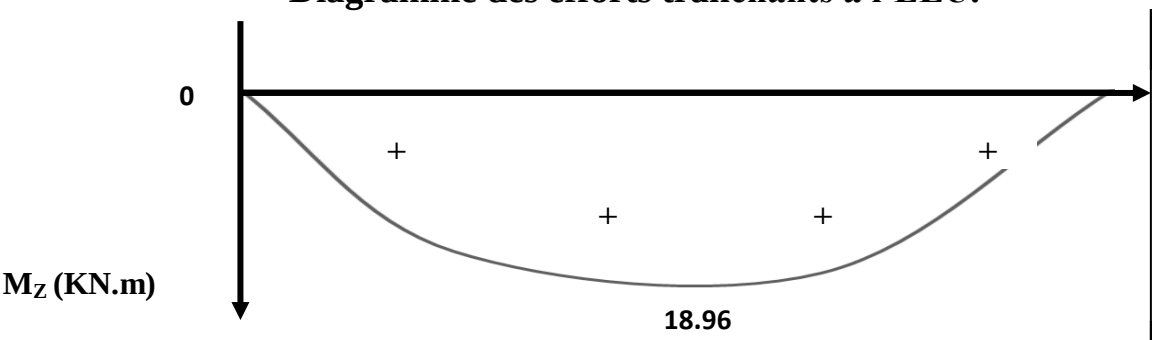


Diagramme des moments fléchissant calculés à l'ELU.

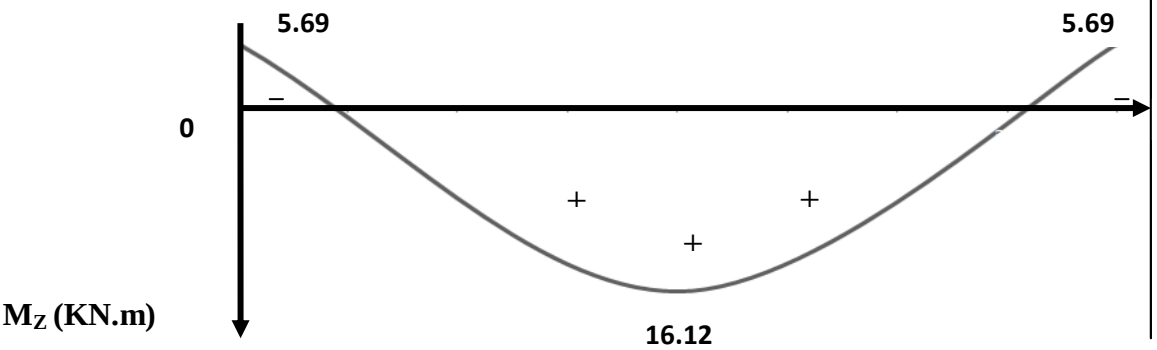


Diagramme des moments fléchissant corrigés à l'ELU.

4: Calcul des armatures:

✓ **Aux appuis:**

$\mu=\frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.69\times10^3}{20\times28^2\times14.2} = 0.026 \leq \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ SSA

Du tableau on tire $\beta = 0{,}987$ donc:

$A_t = \frac{M_t}{\beta d\,\sigma_{st}} = \frac{5.69\times10^3}{0.987\times28\times348} = 0.592\text{cm}^2 \Longrightarrow$ soit **2HA 12 = 2.26cm²**

✓ **En travée :**

$\mu=\frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16.12\times10^3}{20\times28^2\times14.2} = 0.072 \leq \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ SSA

Du tableau on tire $\beta = 0{,}963$ donc :

$A_t = \frac{M_t}{\beta d\,\sigma_{st}} = \frac{16.12\times10^3}{0.963\times28\times348} = 1.72\text{cm}^2 \Longrightarrow$ soit **2Ø 12 = 2.26cm²**

5: Vérification à l'ELU:

a- Condition de non fragilité:

On doit avoir : $A_s \geq A_{min} = 0{,}23\ bd \times f_{t28}/fe$

$A_{min} = 0{,}23 \times 20 \times 28 \times 2{,}1/400 =$ **0.68cm²**

✓ Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées:

$A_S = 2.26\text{cm}^2 > A_{min} = 0.68\ \text{cm}^2 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

b- Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99ArtA.6.1,21) :

On a : $T_{max} = 20.50$ KN

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{20.50 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.37Mpa$$

$\bar{\tau}_u = \min\left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} \ ; \ 5\text{Mpa} \right\} = 3.33\text{Mpa}$

$\tau_u = 0.37\ \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99ArtA.6.1,21):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi\, f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ Mpa.

$\tau_{se} = Vu / 0{,}9d\sum u_i$

avec : $\begin{cases} \sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 2\text{x}3.14\text{x}1.2 = 7.536\text{cm}. \\ Vu(max) = R_A = R_B = 20.50\ \text{KN}. \end{cases}$

$\tau_{se} = \frac{20.50\times10^3}{0.9\times280\times75.36}$ = 1.08Mpa < $\bar{\tau}_{se}$ =3.15Mpa ⟹ **Condition vérifiée.**

d- Longueur de scellement :

Longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_S = \frac{\emptyset . fe}{4\tau_s}$$

Avec : τ_u=0.6$\Psi^2 f_{t28}$ =0.6 x 1.5^2 x 2.1 =2.835Mpa

$L_S = \frac{1.2\times400}{4\times2.835}$ = 42.33cm On prend **Ls=45 cm**

Comme Ls dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est :

L_t = 0.4 Ls= 0.4x42.33 = 16.93 cm. On prend **Lt=17 cm**

Ls = α L1 + r+ L2

phi=0.4 : coefficient de frottement béton acier.

α =$e^{phi.\Theta}$, β= (α-1) / phi

r > rmin = 5.5 ϕ = 5.5 x 1.2 cm=6.6 On prend **r = 7 cm**

L2 = Ls – c – r = 45 – 2 –7 = 36 cm

L1 = (Ls – L2 – βr) (1/α) **Avec Θ= 90° ;β = 1.87 cm ; α = 0.92 cm.**

L1=(45 – 36 – 1.87 x 7) (1/0.92)= 4.44 cm ⟹ **L1=4.5cm**

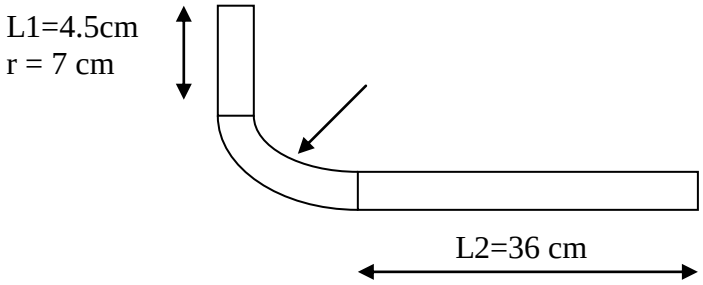


Figure III.3.2 : crochetpour la longueur de scellement.

e-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- ✓ **Influence sur le béton :**

$T_u \leq \frac{0.4\times f_{c28}\times0.9d\times b}{\gamma_b} = \frac{0.4\times25\times0.9\times280\times200\times10^{-3}}{1.5}$ **=336 KN**

T_u^{max} =20.50 KN< 336KN ⟹ **Conditionvérifiée.**

- ✓ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{max}}{\sigma_{st}}$

$\frac{T_u^{max}}{\sigma_{st}} = \frac{20.50 \times 10^3}{348} = 58.91 \text{ mm}^2$

$A_{doptée} = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.589 \text{ cm}^2$ ⟹ **Condition vérifiée.**

- donc les armatures calculées sont suffisantes.

f- diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$\phi t < \min\{h/35, \phi l, b_0/10\}$

- $h/35 = 30/35 = 0.86$cm
- $\phi l = 1{,}2$cm
- $b_0/10 = 20/10 = 2$ cm

$\phi t = 0.86$ cm ⟹ $\phi t = 8$mm.

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

$A_t = 2\phi 8 = 1.00 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement des armatures transversales St:**

Les espacements seront donnés comme suit:

- Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura :

$St_1 \leq \min(0{,}9d; 40\text{cm}) \Rightarrow St_1 \leq \min(25.2; 40\text{cm}) \Longrightarrow St_1 = 30\text{cm}$

- D'après le RPA2003 Art 7 .5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

❖ **la zone nodale** : $St \leq \min(h/4 ; 12\phi)$

❖ **En dehors de la zone nodale :** $St \leq h/2$

Ce qui donne :

- $St \leq \min(7.5 ; 9.6)$ ⇒ **St = 7 cm…….(Zone nodale)**
- $St = 30/2$=**15cm……..(en dehors de la zone nodale)**

❖ **Vérification des armatures transversales :**

$\mathbf{At_{min} = 0.003 \times St \times b \leq At}$

- **Dans la zone nodale**

$At_{min} = 0{,}003 \times 7 \times 20 = 0.42 \text{ cm}^2 < 1.00\text{cm}^2$ ⟹ **condition vérifiée.**

- **En dehors de la zone nodale**

$At_{min} = 0{,}003 \times 15 \times 20 = 0.9\text{cm}^2 < 1.00\text{cm}^2$ ⟹ **condition vérifiée.**

6: Calcul à l'ELS:

- **Combinaison de charges :**

qs=G+Q= **8.15 KN/ml.**

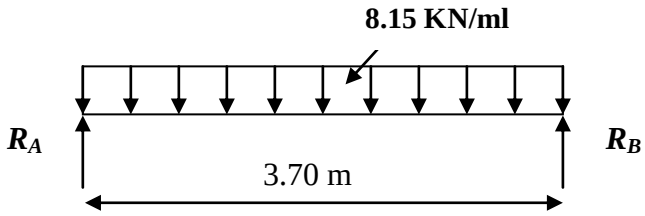


Figure III.3.3 : Schéma statique de la poutre de chainage

- **Réaction d'appuis:**

$\sum F = 0 \longrightarrow R_A = R_B = \frac{q_{s.l}}{2}$

$R_B = R_A$=**15.08 KN**

- **Moment isostatique:**

$M_s = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{8.15 \times 3.70^2}{8}$ = **13.95 KN.m**

- **Effort tranchant:**

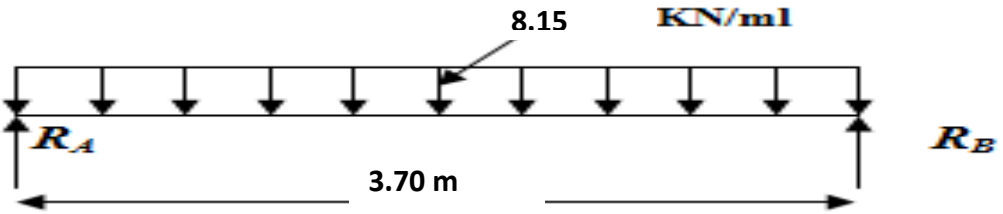
$T_s = R_A = R_B$ = **15.08 KN/ml**

- ✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

Ms^a = -0.3Mu = - 4.19 kN.m

Ms^t = 0.85Mu = 11.86 kN.m

- ❖ **Diagramme des efforts internes à l'ELS:**



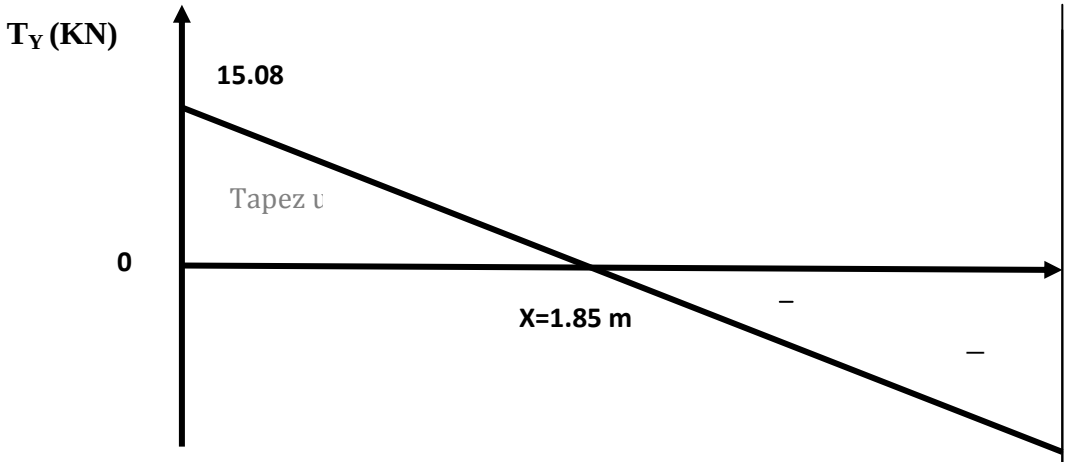


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

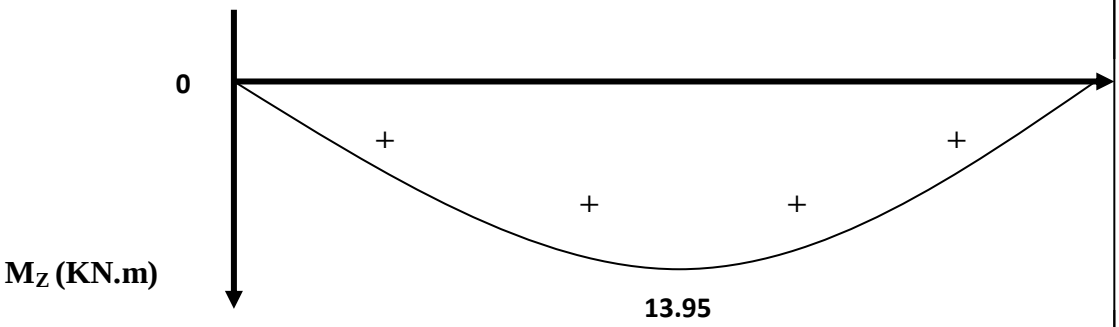
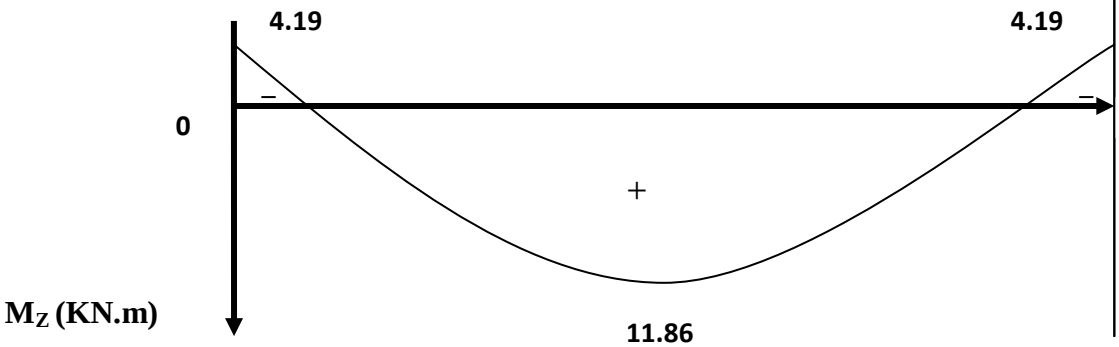


Diagramme des moments fléchissant calculés à l'ELS.



7: Vérification à ELS:

a- Etat limite de compression du béton:

$\sigma_b \leq 0.6 f_{C28} = 15\text{Mpa}$

✓ **Aux appuis :**

$\rho_1 = \frac{100 A_S}{bd} = \frac{100 \times 2.26}{20 \times 28} = 0.404$ par interpolation $\begin{cases} \beta_1 = 0.903 \\ K = 36.33 \end{cases}$

$\sigma_{st} = \frac{M_a^S}{A\beta d} = \frac{4.19 \times 10^3}{2.26 \times 0.903 \times 28} = 73.33\text{Mpa}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 2.02Mpa < \sigma_{bc} = 15Mpa$ ⟹ **Condition vérifiée.**

✓ **En travée :**

$\rho_1 = \frac{100 A_S}{bd} = \frac{100 \times 2.26}{20 \times 28} = 0.404$ par interpolation $\begin{cases} \beta_1 = 0.903 \\ K = 36.33 \end{cases}$

$\sigma_{st} = \frac{M_a^S}{A\beta d} = \frac{11.86 \times 10^3}{2.26 \times 0.903 \times 28} = 207.55\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 5.71Mpa < \sigma_{bc} = 15Mpa$ ⟹ **Condition vérifiée.**

b- Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.34)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

c- Etat limite de déformation:

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{H}{L} \geq \frac{M_S}{15 M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- H=30 cm
- L=370 cm
- b= 20 cm
- d= 28 cm
- M_s = 11.86 KN.m (moment en travée à l'ELS)
- M_0 = 13.95 KN.m (moment isostatique à l'ELS)
- A= 2.26 cm^2 (section d'armatures en travée)

- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$ ⟹ 0.11 > 0.0625 ⟹ **Condition vérifiée.**
- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{15M_0}$ ⟹ 0.11> 0.0571 ⟹ **Condition vérifiée.**
- ✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ ⟹ 0.004 < 0.0105 ⟹ **Condition vérifiée.**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

➢ **Conclusion** :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

❖ **Plan de ferraillage de la poutre de chainage:**

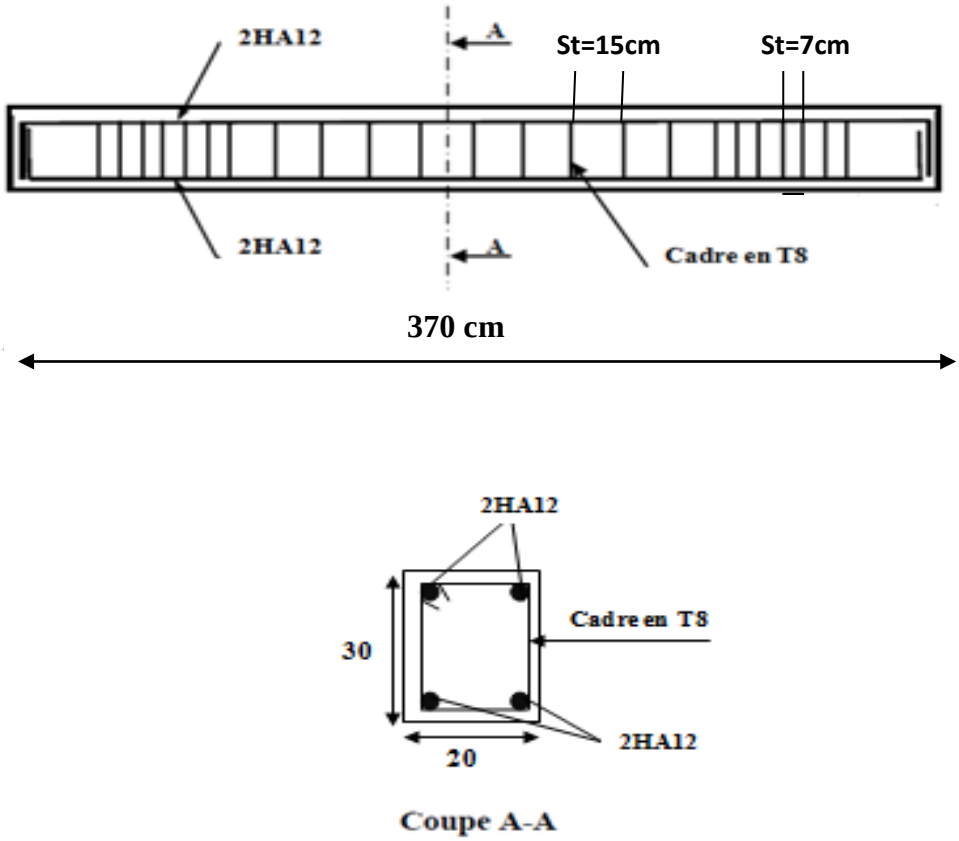


Figure III.3.4 : ferraillage de la poutre de chainage

III.4 : Calcul de la poutre palière :

1) Introduction :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée àsupporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux.
Dans notre cas on a plusieurs portée (entre nu d'appuis) :
-Celle menant au RDC=4 m.
-Du RDC au étages supérieurs =3.22m.
-Celle vers le sous-sol 1 =1.50 m.
-Celle au sous-sol 2 =3.20m.
-Celle vers la cave=1.60 m.
Lors de notre ferraillage on procèdera au calculs des poutres les plus défavorables de celles qui se rapproche.

Pour celles de 4m, 3.22m et 3.20m on calculera pour L=4m.
Et pour celles de 1.60m et 1.50m on calculera pour L=1.60m.

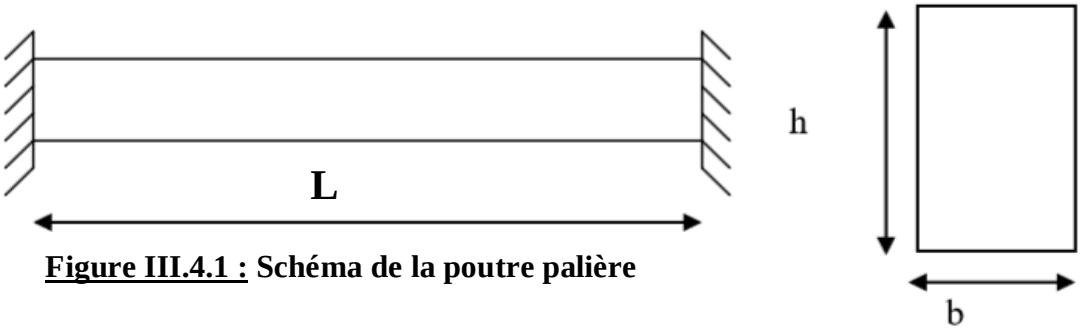


Figure III.4.1 : Schéma de la poutre palière

2) Pré dimensionnement :

D'après le BAEL91 $\left(\begin{array}{c} \frac{Lmax}{15} \leq ht \leq \frac{Lmax}{10} \\ 0.4\ ht \leq b \leq 0.7\ ht \end{array} \right)$

Et la vérification doit être d'après le RPA99 version 2003 :
(h≥ **30**; b≥ **20**; h/b≤ **4** ; $b_{max} \leq \mathbf{1,5}h + b$)

- **Pour L=4m :**

Lmax = 400-25 = 375cm.

- **La hauteur :**

$\frac{375}{15} \leq ht \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25 \leq ht \leq 37.5$ on prend **ht=35cm.**

- **La largeur :**

$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow$ $14 \leq b \leq 24,5$ on prend **b=30cm.**

➢ **Pour L=1.60m :**

Lmax = 160-25 =135cm.

- **La hauteur :**

$\frac{135}{15} \leq ht \leq \frac{135}{10}$ $9 \leq ht \leq 13.5$ on prend **ht=30cm**

- **La largeur :**

$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow$ $12 \leq b \leq 21$ on prend **b=30cm.**

✓ **Vérification des exigences RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1**:

	conditions	L=4m	L=1.60m	vérification
ht	h≥ **30**	**35**	**30**	**OK**
b	b≥ **20**	**30**	**30**	**OK**
h/b	h/b≤ **4**	**1.17**	**1**	**OK**
b_{max}	$b_{max} \leq \mathbf{1,5h + b}$	**82.5**	**75**	**OK**

Tableau III.4 .1 : Vérification des conditions exigées par le RPA pour les poutres palières.

3) Calculs des poutres palières :

➢ **Pour L=4 m :** C'est une poutre de section rectangulaire, encastrée à ces deux extrémités

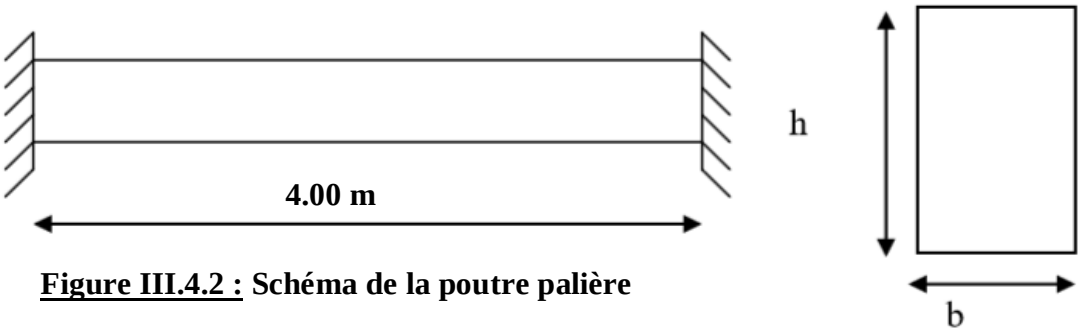


Figure III.4.2 : Schéma de la poutre palière

1- Détermination des charges et surcharges:

✓ Poids propre de la poutre :G_1= 25x0.35x0.30 =2 .63 KN/ml

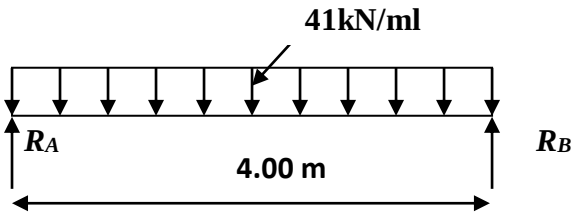
✓ Réaction du palier à l'ELU : R_{bu} = 37.46kN/ml
✓ Réaction du palier à l'ELS : R_{bs} = 27.19kN/ml

2- Calcul a l'ELU :

a) Calcul des efforts internes :

qu=1 .35G+Ru

qu = 1.35x2.63 +37.46= 41kN/ml



b) Réaction d'appuis:

$\sum F = 0 \longrightarrow R_A = R_B = \frac{q_{u.l}}{2}$

$R_B = R_A$=**82KN.**

c) Moment isostatique :

$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{41 \times 4^2}{8}$ = 82KN.m

d) Effort tranchant :

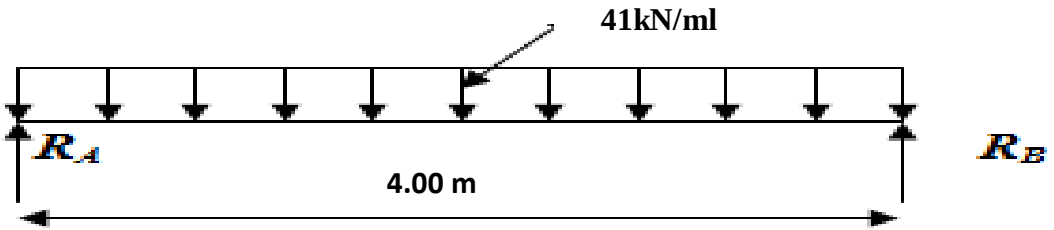
$T_u = R_A = R_B$ = 82 KN/ml

✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

M_u^a = -0.3Mu = **-24.60kN.m**

M_u^t = 0.85Mu = **69.70kN.m**

e) Les résultats sont sur le diagramme suivant :



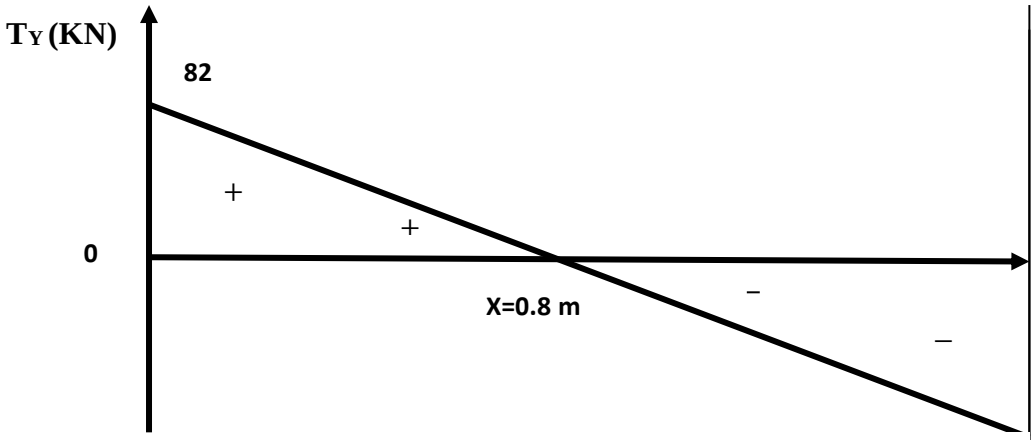


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

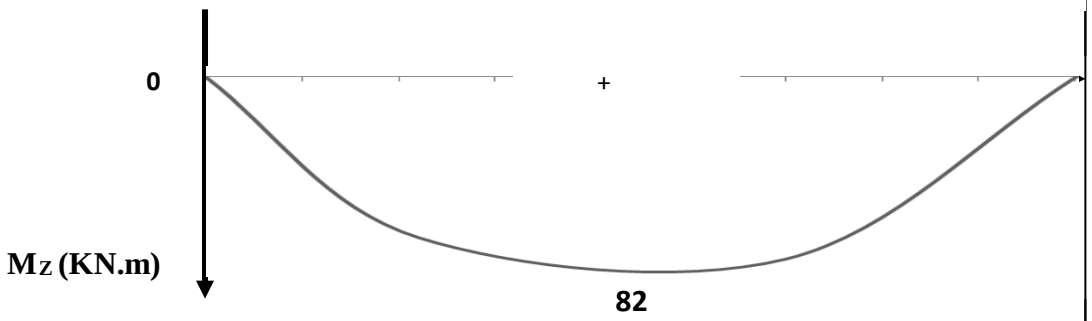


Diagramme des moments fléchissant calculés à l'ELU.

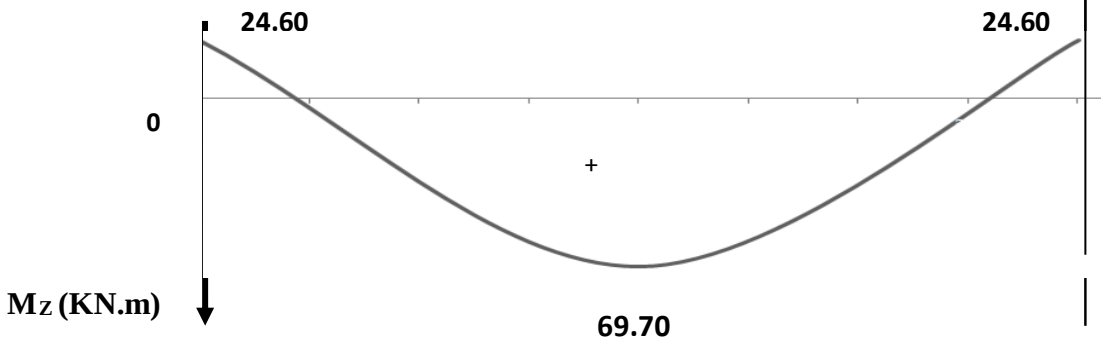


Diagramme des moments fléchissant corrigés à l'ELU.

3- Calcul des armatures:

✓ **En travée:**

$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{69.70\times10^3}{30\times33^2\times14.2} =$ 0.150< μ_l = 0.392 ⟹ SSA

Du tableau on lit β = 0,918

$A_S = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{69.70\times10^3}{0.918\times33\times348} = 6.61\text{cm}^2$

Soit **3HA 12 +3HA 12 = 6.78cm²**

✓ **Aux appuis :**

$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24.60\times10^3}{30\times33^2\times14.2} = 0.053 \leq \mu_l = 0.392$ ⟹ SSA

Du tableau on tire β = 0,972 donc :

$A_S = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.60\times10^3}{0.972\times33\times348} = 2.20\text{cm}^2$

Soit **3HA 12 = 3.39cm²**

4- Vérification à l'ELU:

a- Condition de non fragilité :

On doit avoir : $A_s \geq$ Amin = 0,23 bd x f_{t28}/fe

Amin = 0,23 x 30 x 33 x 2,1/400 = 1.20 cm²

✓ Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées:

A_S > Amin ⟹ **Condition vérifiée**.

b-Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99ArtA.6.1,21) :

On a : T_{max}= 82 KN

$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{82\times10^3}{300\times330} = 0.828Mpa$

$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} \; ; \; 5\text{Mpa}\right\} = 3.33\text{Mpa}$

τ_u = 0.828Mpa< $\bar{\tau}_u$ =3.33 ⟹ **condition vérifiée.**

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99ArtA.6.1,21):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$ = 1,5x2,1 = 3,15 Mpa.

τ_{se}=Vu / 0,9d$\sum u_i$

Avec : $\sum u_i$ = 6 x3.14x 1.2= 22.61cm.

Vu(max) = R_A = R_B = 82 KN.

$\tau_{se}= \frac{82\times10^3}{0.9\times330\times226.1}$ =1.22Mpa< $\bar{\tau}_{se}$ =3.15Mpa ⟹ **Condition vérifiée.**

d-Longueur de scellement :

Longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_S = \frac{\emptyset . fe}{4\tau_s}$$

Avec : τ_u=0.6Ψ²f_{t28} =0.6 x 1.5^2 x 2.1 =2.835Mpa

$L_S = \frac{1.2\times400}{4\times2.835}$= 42.33cm ⟹ $\boldsymbol{L_S}$**=45cm**

Comme Ls dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est :

L_t = 0.4 Ls= 0.4x45 = 18 cm. ⟹ $\mathbf{L_t}$ **=20 cm**

e-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:

- ✓ **Influence sur le béton :**

$T_u \leq \frac{0.4\times f_{c28}\times0.9d\times b}{\gamma_b} = \frac{0.4\times25\times0.9\times330\times300\times10^{-3}}{1.5}$ **=594 KN**

$\mathbf{T_u^{max}}$ **= 82KN< 594KN** ⟹ **Condition vérifiée.**

- ✓ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{max}}{\sigma_{st}}$

$\frac{T_u^{max}}{\sigma_{st}}= \frac{82\times10^3}{348}$ =235.63 mm^2=2.356 cm^2

$A_{doptée}$=6.78 cm^2 > 2.356cm^2 ⟹ **Condition vérifiée.**

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

f- diamètre des armatures transversales:

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$\phi t < \min\{h/35, \phi l, b_0/10\}$

- h/35 = 35/35 = 1 cm
- ϕl= 1,2cm
- b_0/10 = 30/10= 3cm

} on prend **ϕt =8mm.**

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

At = 2 ϕ 10= 1.57 cm²

✓ **Espacement des armatures transversales St:**

Les espacements seront donnés comme suit :

- Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura :

$St_1 \leq$ min (0,9d; 40cm) ⇒ $St_1 \leq$ min (29.7 ; 40cm) ⟹ **St_1 = 25cm**

- D'après le RPA2003 Art 7 .5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

f) **la zone nodale** : St ≤ min (h/ 4 ; 12 ϕ)

g) **En dehors de la zone nodale :** St ≤ h/ 2

Ce qui donne :

- St ≤ min (8.75 ; 14.4) ⇒ St = 8 cm. (Zone nodale)
- St = 3072=17.5cm ; on prend St = 15 cm (en dehors de la zone nodale)

✓ **Vérification des armatures transversales :**

At_{min}= 0.003× $St \times b \leq At$

Zone nodale :

At_{min} = 0,003×8×30 = 0.72 cm² < 1.57cm² ⟹ **condition vérifiée.**

En dehors de la zone nodale :

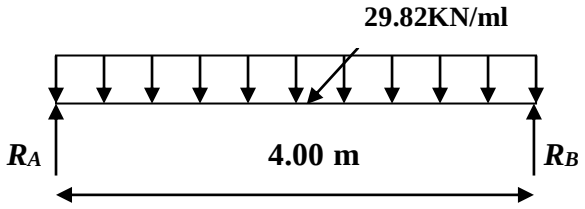
At_{min} = 0,003×15×30 = 1.35 cm² < 1.57cm² ⟹ **condition vérifiée.**

5- Calcul à l'ELS:

***a)* Combinaison de charges :**

$q_s = G + T_s$

q_s =2.63 + 27.19 = 29.82KN/ml



b) Réaction d'appuis:

$\sum F = 0 \longrightarrow R_A = R_B = \frac{q_{s.l}}{2}$

$R_B = R_A$=**56.64KN**

c) Moment isostatique:

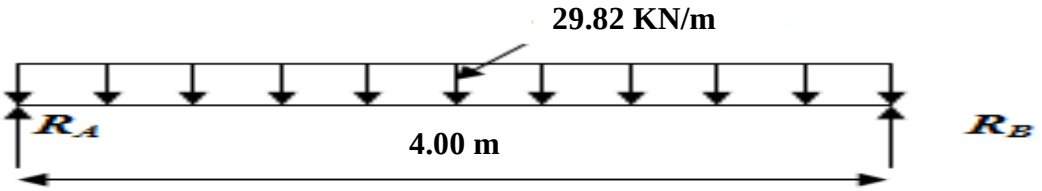
$M_s = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{29.82 \times 4^2}{8}$ =**56.64KN.m**

d) Effort tranchant:

$T_s = R_A = R_B =$ **56.64KN/ml**

- ✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :
  Msa= -0.3Mu = -16.97kN.m
  Mst = 0.85Mu = 48.14kN.m

e) Les résultats sont sur le diagramme suivant :



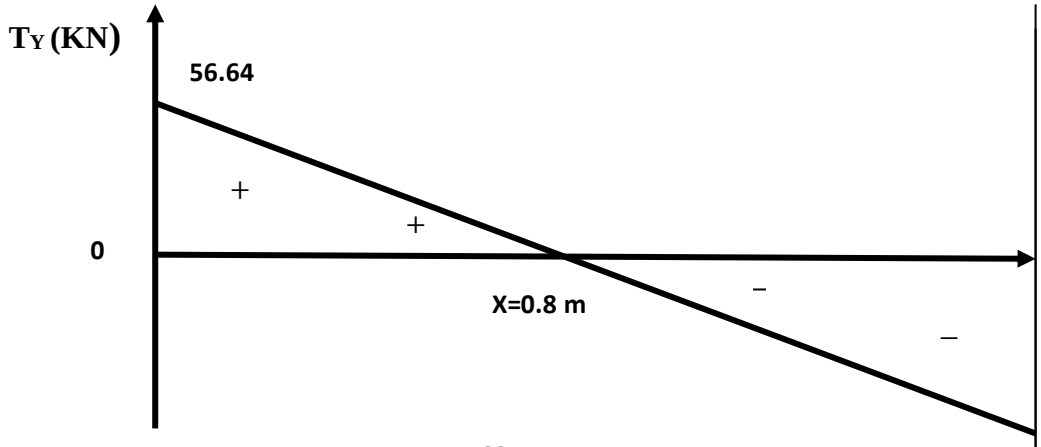


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS 56.64

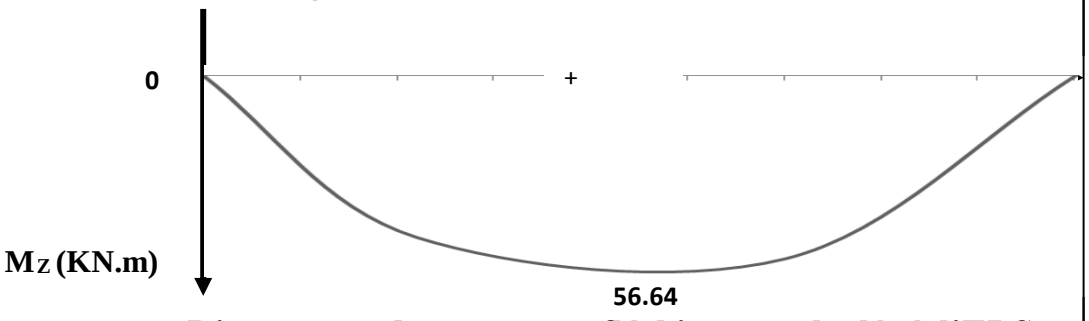
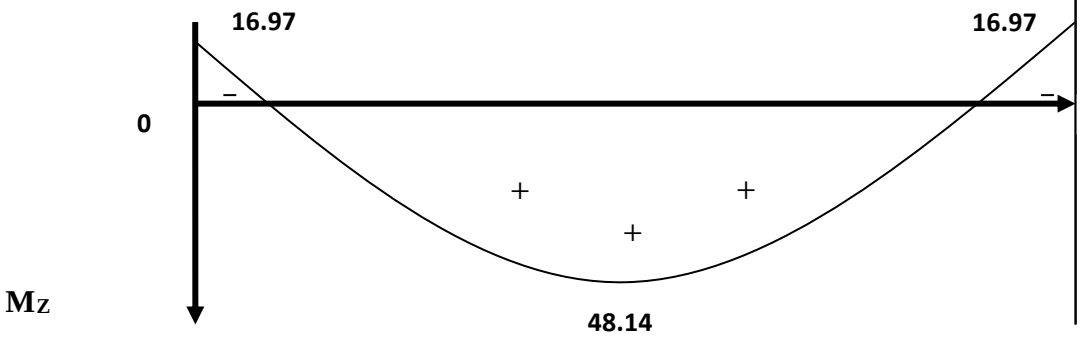


Diagramme des moments fléchissant calculés à l'ELS.



6- Vérification à ELS:

a-Etat limite de compression du béton:

$\sigma_b \leq 0.6 f_{C28} = 15\text{Mpa}$

✓ **Aux appuis :**

$\rho_1 = \frac{100 A_S}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{33 \times 30} = 0.342$

β_1=0.909

K= 39.95

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{16.97 \times 10^3}{3.39 \times 0.909 \times 33} = 166.88\text{Mpa}$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 4.18\ Mpa < \sigma_{bc} = 15Mpa$ ⟹ **Condition vérifiée.**

✓ **En travée :**

$\rho_1 = \frac{100 A_S}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{30 \times 33} = 0.684$ par interpolation

β_1=0.879

K= 26.46

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{48.14 \times 10^3}{6.78 \times 0.879 \times 33} = 244.78\text{Mpa}$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 9.25\ Mpa < \sigma_{bc} = 15Mpa$ ⟹ **Condition vérifiée.**

b- Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.34)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

c-Etat limite de déformation:

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{1.60}{16}$
- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{M_S}{10 M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

- H=35 cm
- L=400 cm
- b= 30 cm
- d= 33 cm
- M_s = 48.14KN.m (moment en travée à l'ELS)
- M_0 = 56.64KN.m (moment isostatique à l'ELS)
- A= 6.78 cm^2 (section d'armatures en travée)

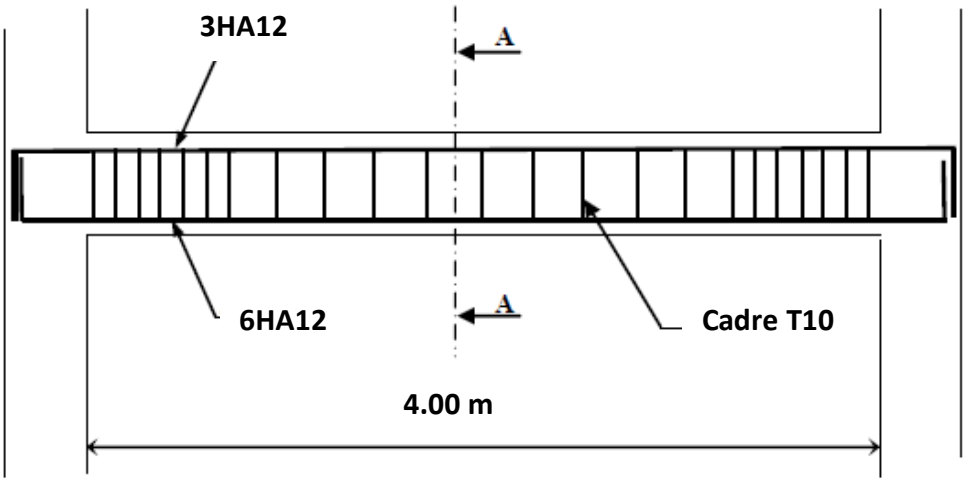
✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$	⟹	$0.09 > 0.0625$	⟹ **Condition vérifiée.**
✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$	⟹	$0.09 > 0.085$	⟹ **Condition vérifiée.**
✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	⟹	$0.0065 < 0.0105$	⟹ **Condition vérifiée.**

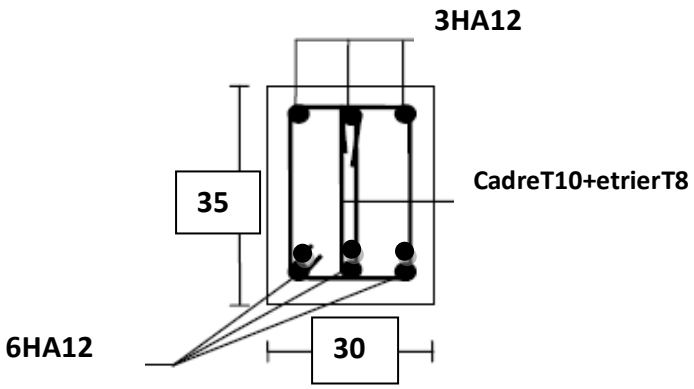
Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

d- Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

❖ **Plan de ferraillage de la poutre palière:**





Coupe A-A

III.5: Calcule de l'acrotère :

1 : Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de façade, situé au-dessus de la toiture ou de la terrasse à la périphérie du bâtiment, ayant pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimile à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale (**Q**= 1[KN/ml]) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et **L'ELS** pour une bande de 1 [m]de largeur.

2 : Hypothèses de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

3 : Dimensionnement de l'acrotère:

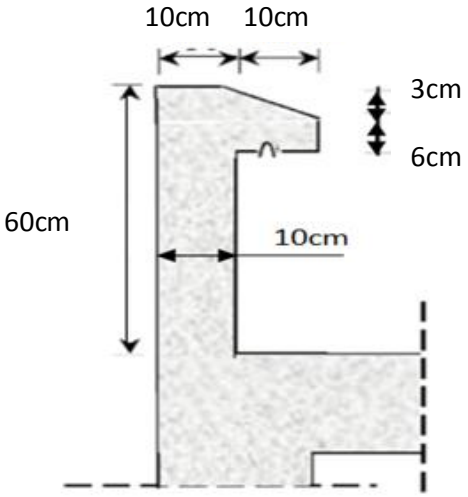


Figure III.5.1: Vue en plan de l'acrotères.

a) Evaluation des charges et des surcharges :

G = ρ x S x 1m

.

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Surface (m^2)	ρ (KN/m3)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.1	0.0675	25	1.69
Enduit de ciment intérieur	0.0075	0.015	20	0.15
Enduit de ciment extérieur	0.02	0.01	20	0.2
				G = 2.04 KN/ml

Tableau III.5.1: Évaluation des charges de l'acrotère de terrasse inaccessible.

La charge permanente totale est estimée à : G = 2.04 KN/ml
La charge d'exploitation Q=1 KN/mlAvec S=(0.6x0.1)+((0.06+0.09)x0.1/2) =0.0675

b) Détermination des sollicitations :

-Effort normal dû au poids propre G**: N = G x 1ml**
-Effort tranchant du a la surcharge Q**: T= Q x 1ml**
-Moment fléchissant max dû a la surcharge Q**: M=T x H**

DONC :

G**: N = G x 1ml=2.04KN**
Q**: T= Q x 1ml=1 KN**
Q**: M=T x H=0.6 KN.m**

b) Combinaison des charges:

- **A L'ELU:**

Nu=1,35xG=1,35 x 2.04= 2.75 KN

Mu=1,5xQ =1,5 x 1 = 1.5KN.m.

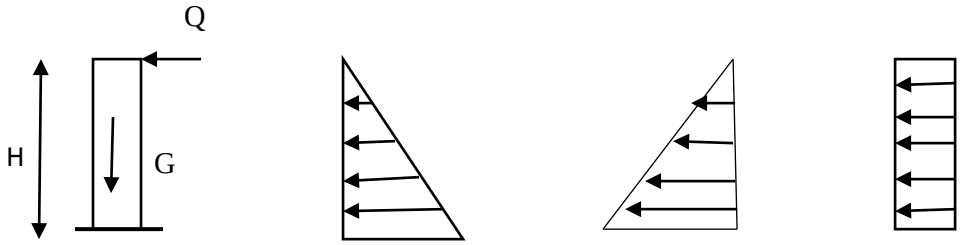
- **A L'ELS:**

Ns=2,04KN

Ms=1KN.m.

d) Schéma statique:

Moment Effort Normal Effort tranchant



M_{max}=0.6[KN. m] N = G=2.04 [KN] T=Q=1[KN]

Figure III.5.2 : Schéma statique de l'acrotère de terrasse.

4: Ferraillage des acrotères:

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire (bxh) cm^2 soumise à la flexion composée de hauteur h=10cm et de largeur b=100cm à l'ELU sous (**Nu**) et (**Mu**), puis on passe à la vérification de la section à l'ELS sous (**Ns**) et (**Ms**).

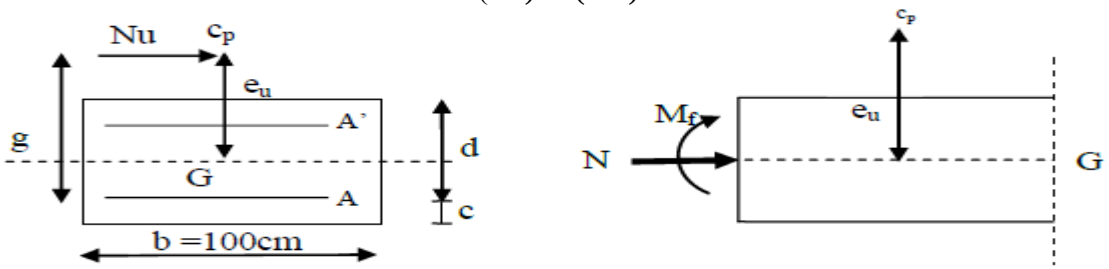


Figure III.5.3: Schéma statique de calcule du ferraillage.

Avec les paramètres suivants:

c: enrobage: c=c'=2cm.

c_p: Centre de pression.

e_u: Excentricité.

d: hauteur utile: d=h−c = 10−2= 8cm

M_f: Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

A-Calcul des armatures à L'ELU:

- **Position du centre de pression:**

$$e_u = \frac{M_u}{Nu} = \frac{1.5x10^2}{2.75} = 54.55cm \approx 55cm$$

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

$\frac{h}{2} - c < e_u \Longrightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f, puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

a- Calcul en flexion simple:

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_U \times g = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - C) = 2.75x(0.55 + \frac{0.1}{2} - 0.02) = 1.60KN.m$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.60 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_u = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0{,}85 f_{C28}}{\theta.\gamma b} = \frac{0{,}85 \times 25}{1 \times 1{,}5} = 14{,}2MPa$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée donc **As=0**

- **Armatures fictives:**

$A_{scf} = 0$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \frac{fe}{\gamma_b}} = \frac{1.60 \times 10^5}{0.991 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0.58cm^2$$

b- Calcul en flexion composée:

La section réelle des armatures:

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.58 - \frac{2.75 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.08cm^2$$

B-Vérification à l'ELU :

1- Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL 91):

$$A_{\min} = 0{,}23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{50 - 0.455x8}{50 - 0.185x8} = 0.92cm^2$$

$A_{\min} = 0.92cm^2$

Avec : $e_S = \frac{M_S}{N_S} = \frac{1}{2.04} = 0.49 \approx 0.50m$

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

- **Conclusion :**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$A_{st} = A_{\min} = 0.92cm^2$

Soit: $A_s = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ avec un espacement $S_t = 25cm$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50cm^2/\text{ml}$$

Soit: 3HA8=1.51cm² avec un espacement $S_t = \frac{60}{3} = 20cm$

2- **Vérification au cisaillement : (BAEL91 modifiée99 art 5.1.1)**

$\overline{\tau_u} = \min(0.15\frac{fc_{28}}{\gamma_b}$; 4MPa) =2.5 MPa

$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d}$ avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5$ KN

$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019Mpa$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ ⟹ **Condition est vérifiée.**

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3- **Vérification de l'adhérence des barres:**

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma U_i}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28} = 1,5 \times 2.1 = 3,15$ MPa.

$\sum Ui$ **:** Sommes des périmètres utiles des armatures.

$\sum Ui = n\pi Ø = 4 \times 3.14 \times 0,8$

n : c'est le nombre de barres.
Ø : c'est le diamètre des barres.

$\Rightarrow \sum Ui = 10.05$cm

$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.21$MPa

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$ ⟹ **Condition vérifiée.**

4-Ancrage des barres vertical :…….…… A.6.1.21 BEAL91/modifiee99

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit ≪ls≫ donné par la loi :

$l_s = \frac{Ø.f_e}{4.\tau_{su}}$

ainsi: $\tau_{su} = 0,6\Psi_s^2.f_{t28} = 0.6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835$MPa.

$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 282,2mm = 28,22cm.$

D'après le **BEAL91/modifiee99 (Art 6.1.221)** la longueur du scellement pour les HA400 $l_s=40\emptyset$ $=40\times0,8=32cm$.

Donc on opte pour **l_s=35cm.**

C-Vérification à l'ELS :

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{La contrainte dans les aciers} & \sigma_s \le \overline{\sigma}_s \\ \text{La contrainte dans le béton} & \sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

1- Contraintes dans les aciers :

$\overline{\sigma_{st}}$: Dépend du type de fissuration

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$$

On prend : η= 1,6 :

Fissuration préjudiciable, (acier HA ≥6 mm)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}400 ; 110\sqrt{1.6x2.1}\right\}$$

$\overline{\sigma}_{st} = \min\{266.67;201.63\} = 201.63cm$

$\sigma_{st}=\frac{M_S}{\beta_1 d A_S}$

$\rho = \frac{100A_S}{bd}=\frac{100\times2.01}{100\times8}=0.251$

On ne peut pas lire directement des abaques la valeur de $\boldsymbol{\beta_1}$, on utilise l'interpolation linéaire entre les valeurs : $\boldsymbol{\beta_1}$**=0.920**

$\sigma_s=\frac{1\times10^6}{0.920\times80\times201}$= 67.60 MPa

$\sigma_{st} = 67.60MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201,63MPa$ ⟹ **Condition vérifiée**

2- Contraintes dans le béton :

$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc}$ = 0,6xfc28 =15MPa

Nous avons déjà trouvé :

ρ=0.251 ; par interpolation linéaire entre les valeurs ρ1=0.245 et ρ2=0.253 dans le tableau, on trouve la valeur de **K1=47.5**

Et σ_{st} =67.60MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}=\frac{67.60}{47.5}$= 1.42MPa

σ_{bc} = 1.42MPa< $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15MPa ⟹ **Condition vérifier**

D- Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99 /version 2003 : Art 6.2.3)

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

Fp=4. A Cp WP.

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés, tiré du RPA99 version 2003 **(voir tableau 4.1)** dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 3 supérieur à 7 niveau) **A=0.10**

Cp: Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (valeurs tiré du **RPA99 version 2003tableau 6.1**),

Dans notre cas on prend : **Cp = 0.8**

Wp: Poids de l'acrotère=2.04kN/ml

D'où :

Fp= 4x0.10x0.8x2.04 = 0.65KN /ml < Q = 1kN/ml ⟹ **Condition vérifiée.**

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.

Ferraillage :

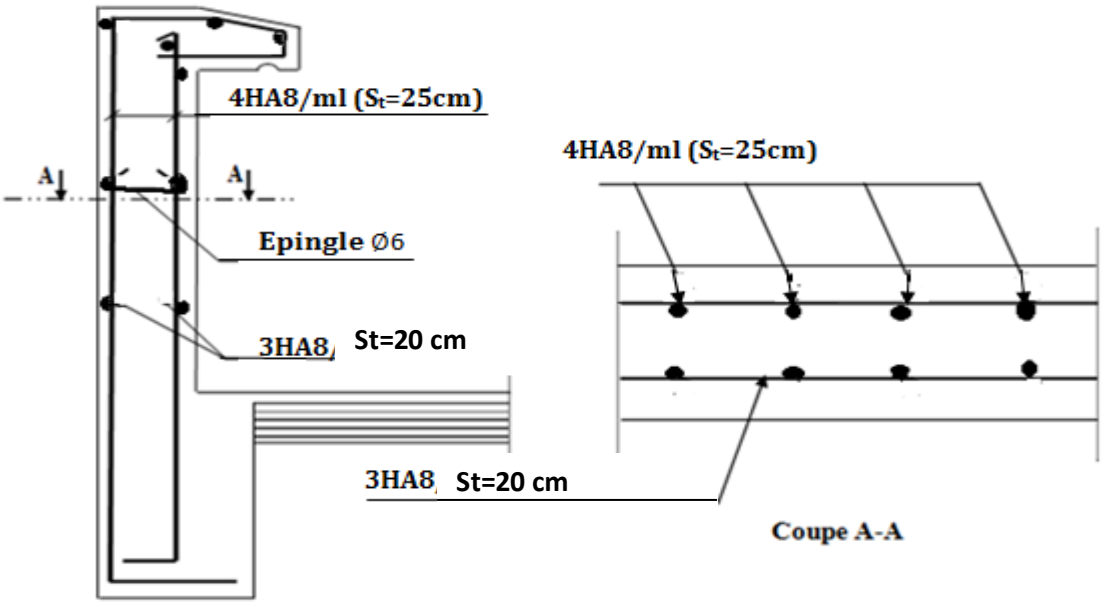


Figure III.5.4 : ferraillage de l'acrotère de la terrasse

III.6 : Calcul des planchers:

1: Introduction:

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont Préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux Dans notre cas, on fera l'étude du plancher le plus défavorable, ou celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation qui est le plancher des étages courants (Q = 1,5 KN/ml) dont la poutrelle est continu sur quatre travées.

Avec la dalle de compression en béton de 04 cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but de:

-Limiter les risques de fissuration par retrait

-Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

-Réaliser un effet de réparation entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.

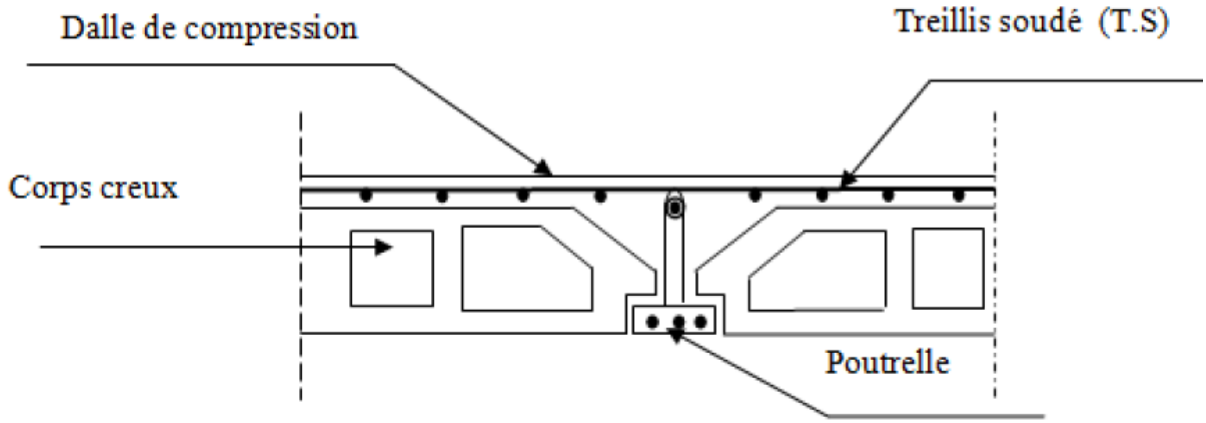


Figure III.6.1 : Coupe transversale dans un plancher en corps creux

2: Ferraillage de la dalle de compression:

La dalle de compression est coulée sur place, armée d'un treillis soudé. La dalle doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles, et 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les planchers à corps creux sont constitués de :

- ✓ Nervure appelé poutrelle de section en Té, elle assure la fonction de portance.

La distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

- ✓ Remplissage en corps creux utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique,Sa dimension est de 16cm.
- ✓ Une dalle de compression : en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe52) ayant pour but :

-Limité les risques de fissuration par retrait.

-Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites.

-Réaliser un effet de répartition, entre poutrelles voisines des charges localisées (surcharge).

Calcul des armatures:

- **Armatures perpendiculaire aux poutrelles:**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times l}{fe}$$

Avec; l : entre axe des poutrelles en [cm]

$50 < l = 65cm < 80$

Fe : limite d'élasticité de l'acier

$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520}$ **=0.5 cm²**par mètre de nervure

Soit : **6T6 = 1.7 cm²**avec un espacement **St = 15 cm**

- **Armatures parallèles aux poutrelles:**

A // = $A_{\perp}/2$ = 1.7/2 = **0.85 cm² /ml**

Soit : **6T6 = 1.7** cm² avec un espacement **St = 15 cm**

Conclusion : On opte pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimensions (5x150x150)mm²

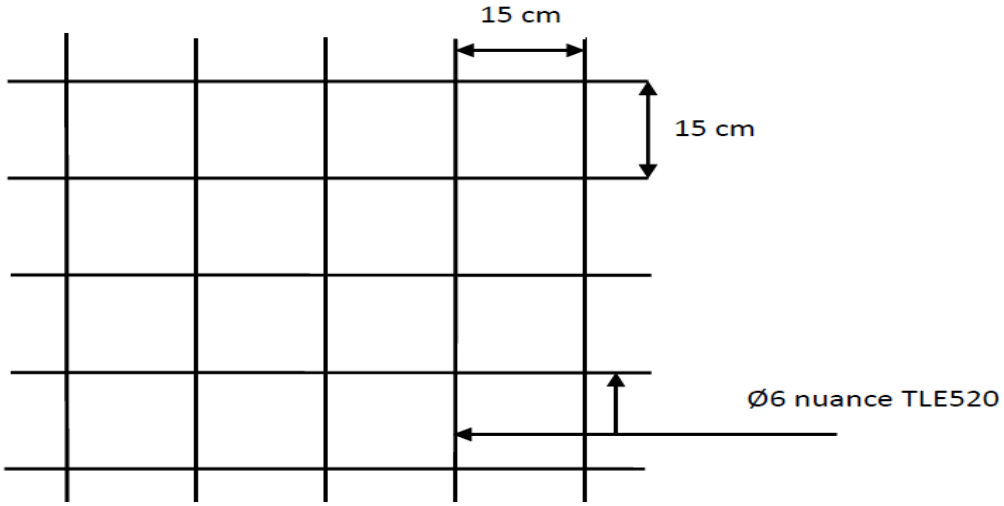


Figure III.6.2 : treillis soudé 150x150

3: Etude des poutrelles:

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément repartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles successives. Leur calcul est généralement fait en deux étapes.

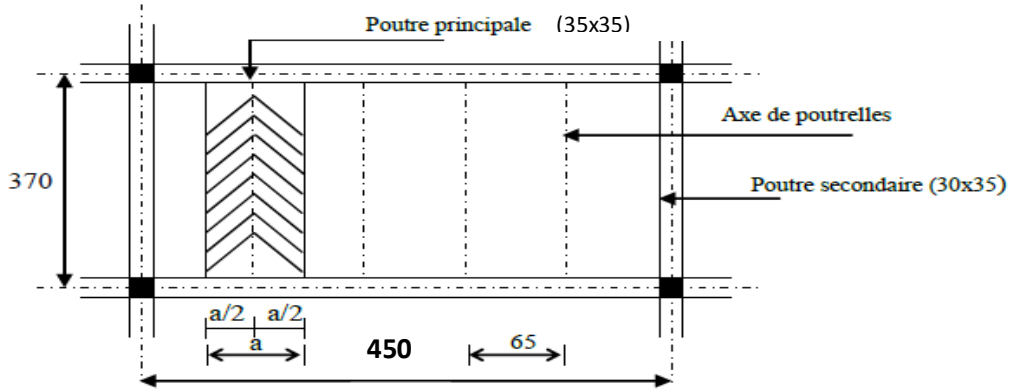


Figure III.6.3 : Surface revenant aux poutrelles

Détermination des dimensions de la section en T :

D'après le **BAEL91/modifie 99 Art A.4.1, 3**

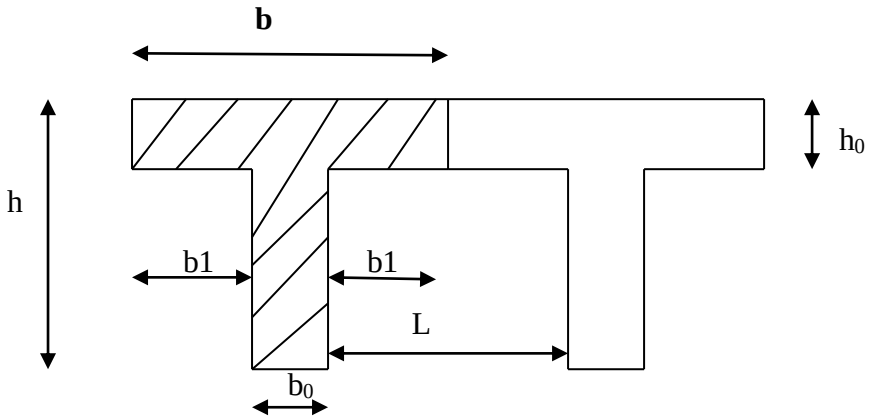


Figure III.6.4 : Coupe transversale de la poutrelle.

Sachant que:
l: distance entre axe des poutrelles l=65 cm
l_1: portée de la plus grande travée telle que **l_1**= 3.70 m (la travée la plus sollicitée).
b: largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.
b0 : largeur de la nervure (**b0**= 12 cm).
h0 : épaisseur de la dalle de compression (**h0** = 4 cm).
h: hauteur totale du plancher.

Et la largeur (b1) de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un coté de la nervure dela poutre fléchie est fixée par la plus respective des conditions suivantes.
-b1 ≤ L/2 …….. .(1)
-b1 ≤ L1/10 ……...(2)
-b1 ≤ L/2 x 2/3 ……...(3)
(1) : b1 ≤ (65-12)/2 =26.5 cm
(2) : b1 ≤ 370/10 = 37 cm
(3) : b1 ≤ 370/2 x 2/3= 123.33 cm

On prend : **b1= 26,5 cm.**
D' où: b =2 b1 + bo = (2 x 26,5) + 12 = **65 cm**

4 : Calcul des poutrelles :
Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément reparties, et le calcul des poutrelles se fait en deux étapes **:**

Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression :
La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités, elle travaille en flexion simple. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de **0.95 KN/m²** et celui de l'ouvrier :

a- Chargement:
- ✓ Poids propre de la poutrelle :

$G1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 =$ **0.12 KN/ml**

- ✓ Poids du corps creux :

$G2 = 0.95 \times 0.65 =$ **0.62 KN/ml**

Poids total : $= G1 + G2 =$ **0.74 KN/ml**

Surcharge de l'ouvrier : = 1KN/ml

Le but du calcul de la poutrelle avant coulage est de déterminer si la poutrelle pourra suffire à elle même.

Dans le cas contraire il faudrait prévoir des étais qui ont pour rôle de la conforter et serviront d'appuis intermédiaire.

b- Ferraillage à l'ELU :

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable (L=3.70 m).

1- Combinaison de charge :

Qu = 1.35G + 1.5Q

Qu = 1.35x0.74 + 1.5x1 = **2.5 kN/ml**

2- Calcul du moment en travée :

L= 4.50 m

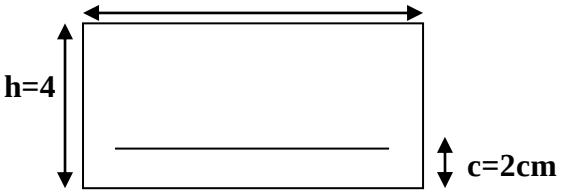
$Mu = \frac{Qu \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.70^2}{8}$ **=4.28KN.m**

3- Calcul de l'effort tranchant :

T=$\frac{Qu \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.70}{2}$**=4.63 KN**

4- Calcul de la section d'armature :

B=12 cm



B=12 cm, h=4cm, c=2cm, d=2cm.

***f_{bu}*=14.2 MPa**

$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.28 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2}$**=6.28>> 0.392**

$\Longrightarrow$ ***S.D.A***

Donc la section est doublement armée

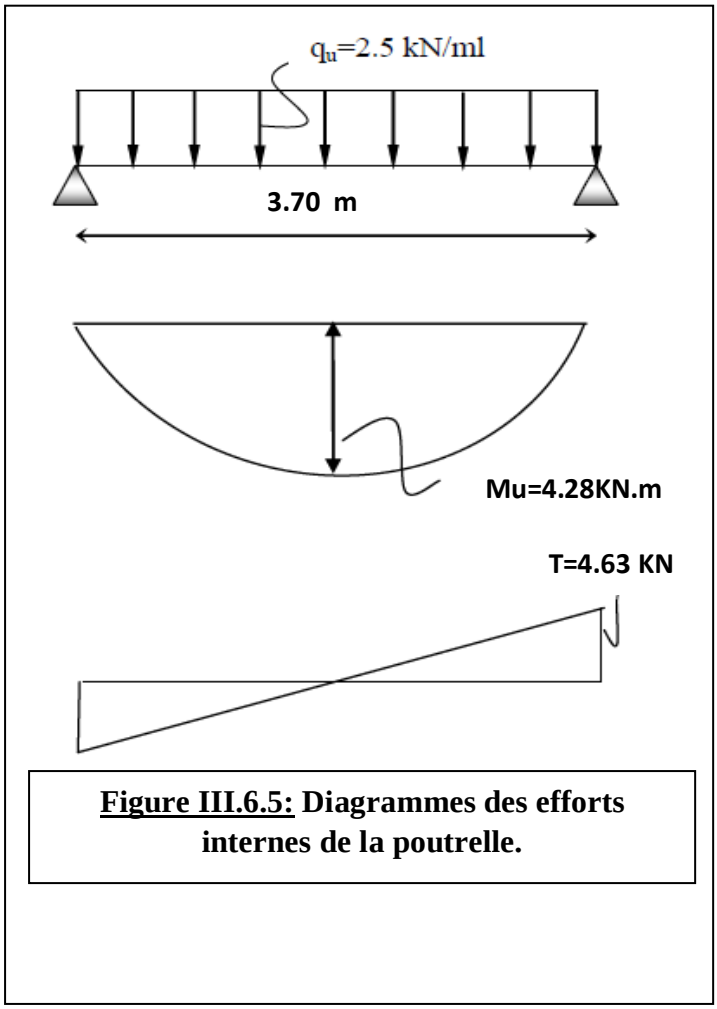


Figure III.6.5: Diagrammes des efforts internes de la poutrelle.

Conclusion

Vu les faibles dimensions de la poutrelle **(12 x 4) cm2**; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées **(Asc = 0)** ne soient pas nécessaires.(espacement entre étais : 80 à 120 cm).

- **Calcul du moment limite correspondant à une section simplement armée :**

$M_l = \mu_l b\, d^2\, f_{bu}$

$M_l = 0.392 \times 0.120 \times 0.02^2 \times 14.2 \times 10^3 =$ **0.267 kN.m**

$L_{max} = \sqrt{\frac{8xM_L}{Q_u}}\sqrt{\frac{8x0.267}{2.5}} = 0.92$ m

Donc, la longueur maximale entre appuis pour avoir une section simplement armée est :

L_{max}=0.90 m

<u>Etape2 :</u> Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en Té reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme appuis simples. Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles.
Une poutrelle supportera les charges suivantes :

1-Chargement : Une poutrelle supportera les charges suivantes :

- ✓ Poids propre du plancher (étage courant) : G=5.56×0.65=**3.614 kN/ml ;**
- ✓ Charge d'exploitation : Q=1.5×0.65 = **0.975 kN/ml** (pour l'étage courant qui est le plus défavorable)

2-Les combinaisons de charge :

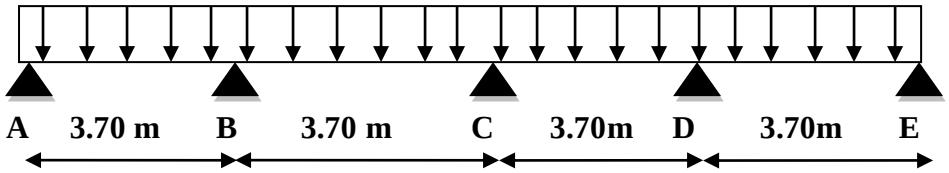
- l'ELU → q_u=1.35G+1.5Q → **q_u= 6.341 kN/ml**
- l'ELS → q_s= G+Q → **q_s= 4.589 kN/ml**

3-Choix de la méthode de calcul:(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)
Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

- ✓ **Dans notre cas on a trois types de poutrelles à calculer.**

<u>1er Cas :</u>



A- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées c'est le cas des constructions courantes **(voir BAEL 91/ modifié 99 Art B.6.2, 201)**

- La charge d'exploitation sera deux fois plus grande que la charge permanente ou 5KN/m2
  Q< max {2G ; 5 kN/ml}
  Application numérique :

Q=0.975 kN/ml< max {2x3.614=7.228 ; 5} ⟹ **Condition vérifiée**

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

Puisque nous avons utilisé le même type de poutrelles. ⟹ **Condition vérifiée**

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable (c'est le cas de nos dalles).

⟹ **Condition vérifiée**

- Le rapport des portées successives des différentes travées doit être entre 0.80 et 1.25.

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

$$0.8 \leq \frac{3.70}{3.70} = 1 \leq 1.25 \quad \Longrightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Conclusion :
Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

B- Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées **Mt** et au niveau des appuis **Mw** et **Me** à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment **M0** dans la travée, qui est supposée isostatique, indépendante, de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

C- 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 surcharge d'exploitation modérée.

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis. $\mathbf{M_0} = \frac{\mathbf{q \times l^2}}{\mathbf{8}}$

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

q: charge uniformément répartie.

- **Mw**,**Me** sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement.
- **Mt** : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

Les valeurs de Me, Mw et Mt doivent vérifier les conditions suivantes :

- ✓ $M_t \geq \max\{1{,}05\ M_0 ; (1+ 0{,}3\alpha)\ M_0\} - \frac{M_W + M_e}{2}$
- ✓ $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ ⟹ dans une travée intermédiaire
- ✓ $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ ⟹ dans une travée de rive

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

❖ **Effort tranchant :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est : $T(x)= \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$

M_{i+1}, M_i : moments aux appuis (i+1) et (i) respectivement de la travée considérée et à prendre avec les signes.

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad ; \qquad T_{i+1} = \frac{-q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

D- Application de la méthode :

➢ **Calcul des rapports de charge :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.975}{3.614 + 0.975} = 0.212$$

$\boldsymbol{\alpha}$	$\mathbf{1+0.3\alpha}$	$\frac{\mathbf{1.2+0.3\alpha}}{\mathbf{2}}$	$\frac{\mathbf{1+0.3\alpha}}{\mathbf{2}}$
0.212	1.064	0.632	0.532

Tableau III.6.1 : Rapport de charges.

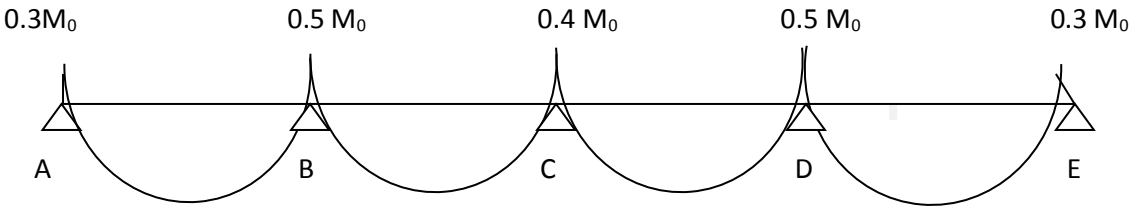


Figure III.6.1.1: Valeurs des moments aux appuis.

➢ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_{01} = 6.341 \times \frac{(3.70)^2}{8} = 10.85 KN.m$$

➢ **Moments aux appuis :**

$\left(M_A = M_E = 0.3\ M_{01} = \mathbf{3.26\ KN.m} \right) \left(M_B = M_D = 0.5\ M_{01} = \mathbf{5.43 KN,} \right) \left(M_C = 0.4\ M_{01} = \mathbf{4.34 KN.m} \right)$

➢ **Moments En travées:**

❖ Pour les travées de rive :

$$\text{Max}\begin{cases} M_t \geq 1.064\, M_0 - \dfrac{M_W + M_e}{2} \text{ car: } \max(1+0.3\alpha = 1.064 ; 1.05) = \mathbf{1.064} \\ M_t \geq \dfrac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

✓ **Travée AB et DE** :

$$\left.\begin{array}{l} M_t \geq 1.064\, M_0 - \dfrac{M_A + M_B}{2} = 1.064 \times 10.85 - \dfrac{3.26+5.43}{2} = 7.20\text{KN.m} \\ M_t \geq \dfrac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.632 \times 10.85 = 6.86\text{KN.m} \end{array}\right\} \quad \mathbf{M_t = 7.20KN.m}$$

❖ Pour les travées intermédiaires :

✓ **Pour les travées intermédiaires BC et CD :**

$$\left.\begin{array}{l} M_t \geq 1.064\, M_0 - \dfrac{M_B + M_C}{2} = 1.064 \times 10.85 - \dfrac{5.43+4.34}{2} = 6.66\text{KN.m} \\ M_t \geq \dfrac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.532 \times 10.85 = 5.77\text{KN.m} \end{array}\right\} \quad \mathbf{M_t = 6.66KN.m}$$

➢ **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} V_W = \frac{M_w+M_e}{L} + q_u\frac{L}{2} \\ V_e = \frac{M_w+M_e}{L} - q_u\frac{L}{2} \end{cases}$$

Avec : V_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

V_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

✓ **La travée AB :**

$$\begin{cases} V_A = \frac{M_B-M_A}{L_{AB}} + q_u\frac{L_{AB}}{2} = \frac{-5.43+3.26}{3.70} + 6.341\frac{3.70}{2} = \mathbf{11.14\ KN} \\ V_B = \frac{M_B-M_A}{L_{AB}} - q_u\frac{L_{AB}}{2} = \frac{-5.43+3.26}{3.70} - 6.341\frac{3.70}{2} = \mathbf{-12.32\ KN} \end{cases}$$

✓ **La travée BC :**

$$\begin{cases} V_B = \frac{M_C-M_B}{L_{BC}} + q_u\frac{L_{BC}}{2} = \frac{-4.34+5.43}{3.70} + 6.341\frac{370}{2} = \mathbf{12.02\ KN} \\ V_C = \frac{M_C-M_B}{L_{BC}} - q_u\frac{L_{BC}}{2} = \frac{-4.34+5.43}{3.70} - 6.341\frac{3.70}{2} = \mathbf{-11.44\ KN} \end{cases}$$

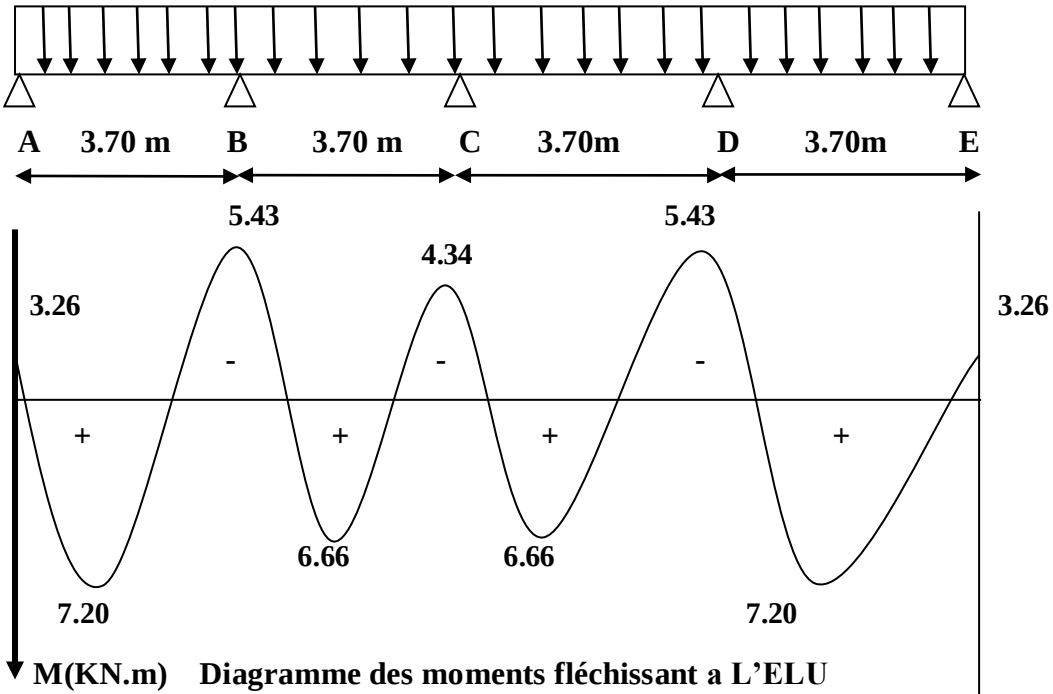
✓ **La travée CD :**

$$\begin{cases} V_B = \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} + q_u \frac{L_{CD}}{2} = \frac{-5.43+4.34}{3.70} + 6.341\frac{3.70}{2} = \mathbf{11.44\ KN} \\ V_C = \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} - q_u \frac{L_{CD}}{2} = \frac{-5.43+4.34}{3.70} - 6.341\frac{3.70}{2} = \mathbf{-12.02\ KN} \end{cases}$$

✓ **La travée DE :**

$$\begin{cases} V_B = \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} + q_u \frac{L_{DE}}{2} = \frac{-3.26+5.43}{3.70} + 6.341\frac{3.70}{2} = \mathbf{12.32\ KN} \\ V_C = \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} - q_u \frac{L_{DE}}{2} = \frac{-3.26+5.43}{3.70} - 6.341\frac{3.70}{2} = \mathbf{-11.14\ KN} \end{cases}$$

➢ **Diagramme des efforts internes à L'ELU:**



M(KN.m) Diagramme des moments fléchissant a L'ELU

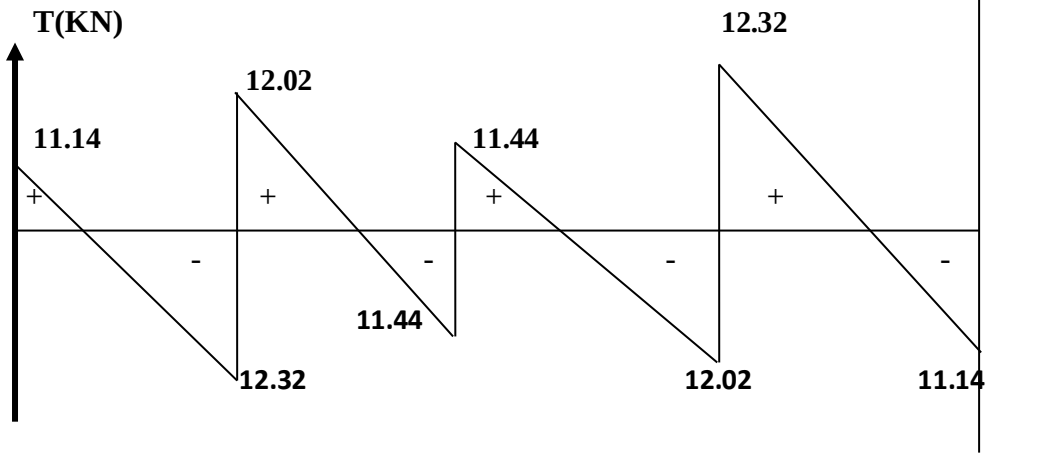


Diagramme des efforts tranchant a L'ELU

5: Ferraillage de la poutrelle à l'ELU:

A- Calcul à l'état limite ultime (ELU):

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

a- Armatures longitudinales:

✓ **En travées :**

Le moment maximal en travée : $M^{t}_{\max} = \mathbf{7.20\ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M^{t}_{ab} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 KN.m$$

$M^{t}_{ab} = \mathbf{59.072\ KN.m}$

$M^{t}_{\max} \prec M \Longrightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

✓ **Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h):**

$$\mu_b = \frac{M^{t}_{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.20 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.024$$

$\mu_b = 0.024 < \mu_e = 0.392 \Longrightarrow$ La section est simplement armée donc $\mathbf{A_{sc} = 0}$

$\mu_b = 0.024 \Longrightarrow \beta = 0.988$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$$

$$A_{st} = \frac{M^{\max}_{t}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.20 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.16 cm^2$$

$\Longrightarrow$ On opte pour: $A_{st} =$ **3HA10 = 2.35** $\boldsymbol{cm^2}$

✓ **Aux appuis:**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire de dimension b0 x h:

Le moment max aux appuis : $M^{\max}_{a} =$ **5.43** $\boldsymbol{KN.m}$

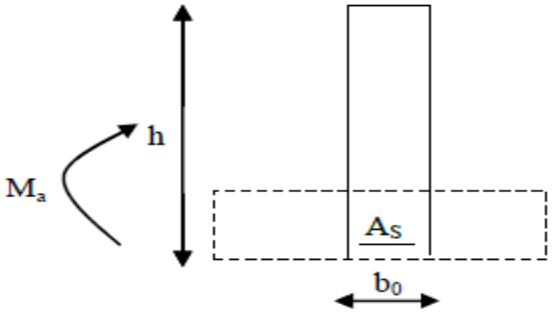


Figure III.6.1.2: Schéma statique de ferraillage

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b \circ d^2 f_{bu}} = \frac{5.43 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.098$$

$$\mu_b = 0.098 < \mu_e = 0.392 \Longrightarrow \textbf{SSA}$$

$$\mu_b = 0.098 \Longrightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.43 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 0.87 cm^2$$

$\Longrightarrow$ On opte pour : A^a **= 2HA10 = 1.57** ***cm²***

b- Armatures transversales:

- **Section minimale d'armatures d'âme :*(Art A.5.1,22 /BAEL91/ modifier 99) :***

Si on désigne par $\mathbf{A_t}$ la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e, on doit avoir : $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 MPa \Longrightarrow A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$

L'espacement (S_t) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : 0.9*d* et 40 *cm*.

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40cm\}$$

$S_t \leq \min\{16,2; 40\} = 16.2cm$ Soit: S_t **= 15** ***cm***

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 cm^2$$

$\Longrightarrow$ A_{min} **= 0.18** ***cm²***

- **Possibilité de bétonnage correct :** ***(Art A.5.1 ,22 /BAEL91/modifié 99)***

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à *h*/35 (*h* étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$\Phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l\right\}$ Φ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$\min\left\{\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1\right\} = 0.57$ cm² =57 mm²

$A_t = 0.57 cm^2 > A_t^{min} = 0.18 cm^2$

On choisit un étrier **T6**, soit At=2T6=0.56cm²

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T6**, avec un espacement constant S_t **= 15 cm** sur la totalité des poutrelles.

6 : Vérification à l'ELU:

a-Condition de non fragilité :…….. A.4.2 BEAL91/modifiee99

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{fe}$$

$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x12x18x2,1}{400}$ = **0.26cm²**

- Aux appuis: A_{ad} = 2HA 10 = 1.57 cm² > 0.26 cm² ⟹ **condition vérifiée**
- En travée: A_{ad} = 3HA 10 = 2.35 cm² > 0.26 cm² ⟹ **condition vérifiée**

c- Vérification au cisaillement : ……A.5.1.1 BEAL91/modifiee99 :

On doit vérifier que :

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

Calcul de $\overline{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables **:** $\overline{\tau}_u$ = min $\left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ;\ 5mpa \right\}$ = 3.33Mpa

Calcul de τ_u^{max}:

V_{max} = 12.32 KN.

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0.d} = \frac{12.32x10^3}{120x180} = 0.57\text{MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires ⟹ **condition vérifiée**

c- Contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres:

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

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

$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28}$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28}$ = 1,5 x 2.1 = 3,15 MPa ; (Ψ_S= 1.5 pour les aciers HA)

$\sum Ui$ **:** Sommes des périmètres utiles des armatures. $\sum Ui$ = nπ Ø = 3x 3.14 x 1

n : c'est le nombre de barres.
Ø : c'est le diamètre des barres.

$\sum Ui$ = 9.42 cm

$\tau_{se} = \frac{12.32x10^3}{0,9x180x94.2}$ =0.081 mm

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entrainement des barres ⟹ **condition vérifiée**

d- **Longueur du scellement droit :……A.6.1.22 BEAL91/modifiee99**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression appliqué à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$\tau_{su} = 0.6\ \psi^2\ f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa.

$$L_S = \frac{\varphi\, x400}{4\, x\, 2{,}835} = \frac{1x\ 400}{4\, x\, 2{,}835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$L_a = 0.4 \times L_S = 0.4 \times 35.27 = 14.11$ cm

e- Influence de l'effort tranchant sur le béton … A.5.1.313BEAL91/modifiee99 :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0{,}9d} \leq \frac{0{,}8 fc_{28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0{,}9.d} = \frac{2 \text{ x}12.32 \text{ x } 10^3}{120 \text{ x } 0{,}9 \text{ x}180} = 1.27 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0{,}8fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}8x25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0{,}9d} \prec \frac{0{,}8\, fc_{28}}{\gamma_b} \Longrightarrow$$ **Condition vérifiée.**

f- Influence de l'effort tranchant sur les aciers aux appuis:

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u{}^{max}}{\sigma st}$

$$\frac{T_u{}^{max}}{\sigma st} = \frac{12.32x10^3}{348} = 35.40 mm^2$$

$0.354\ cm^2 < 1.00\ cm^2 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

7 : Calcul à l'ELS:

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge **(q_u)**. Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par **(q_s)** et de diviser par **(q_u)** pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.589}{6.341} = 0.72$$

- **Moments fléchissant :**

✓ **En travée :**

Pour les travées de rives (AB) et (DE) :

$M_{AB} = M_{DE}$ = 7.20 × 0.72 = **5.18*KN.m***

Pour les travées (BC) et (CD) :

$M_{BC} = M_{CD}$ = 6.66 × 0.72 = **4.80 *KN.m***

- ✓ **Aux appuis :**

$M_A = M_E$ = 3.26 x 0.72 = **2.35** ***KN.m***

$M_B = M_D$ = 5.43 x 0.72 = **3.89** ***KN.m***

M_C = 4.34 x 0.72 = **3.12** ***KN.m***

- ➢ **Effort tranchant :**

- ✓ **Travée AB:**

V_A = 11.14 x 0.72 = **8.02 KN**

V_B = 12.32 x 0.72 = **-8.87KN**

- ✓ **Travée BC:**

V_B = 12.02 x 0.72 = **8.65KN**

V_C = 11.44 x 0.72 = **-8.24KN**

- ✓ **Travée CD:**

V_C = 11.44 x 0.72 = **8.24 KN**

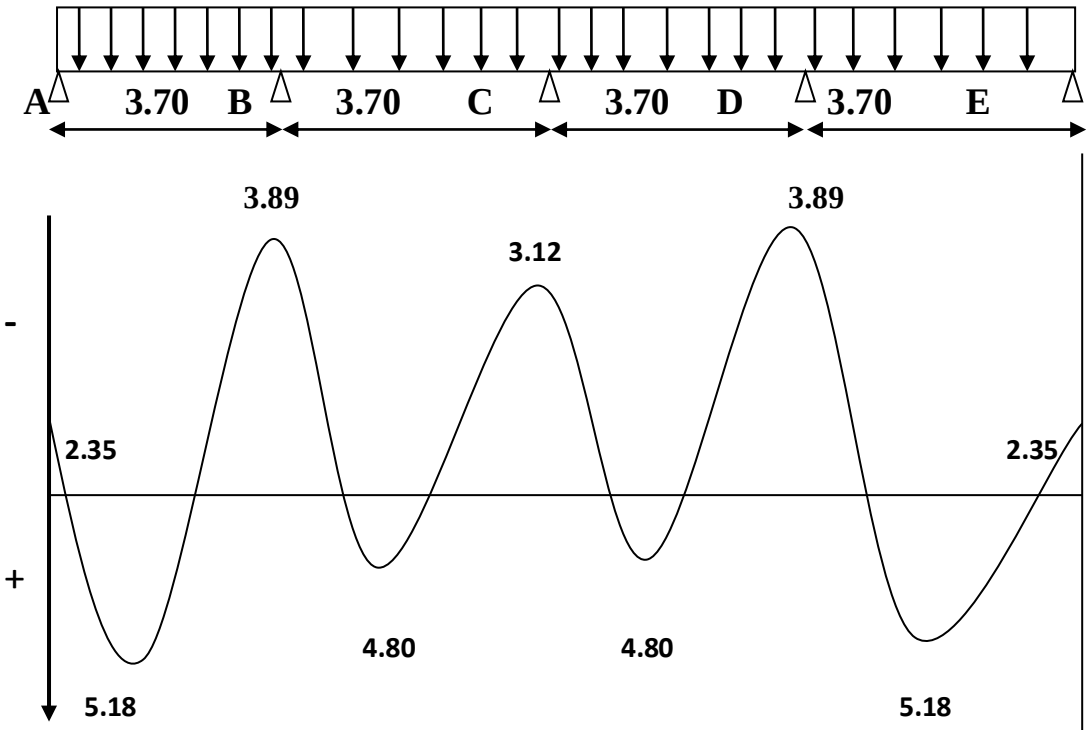
V_D = 12.02 x 0.72 = **-8.65 KN**

- ✓ **Travée DE:**

V_D = 12.32 x 0.72 = **8.87 KN**

V_E = 11.14 x 0.72 = **- 8.02 KN**

- **Diagramme des efforts internes à L'ELS:**



M(KN.m) **Diagramme des moments fléchissant a L'ELS**

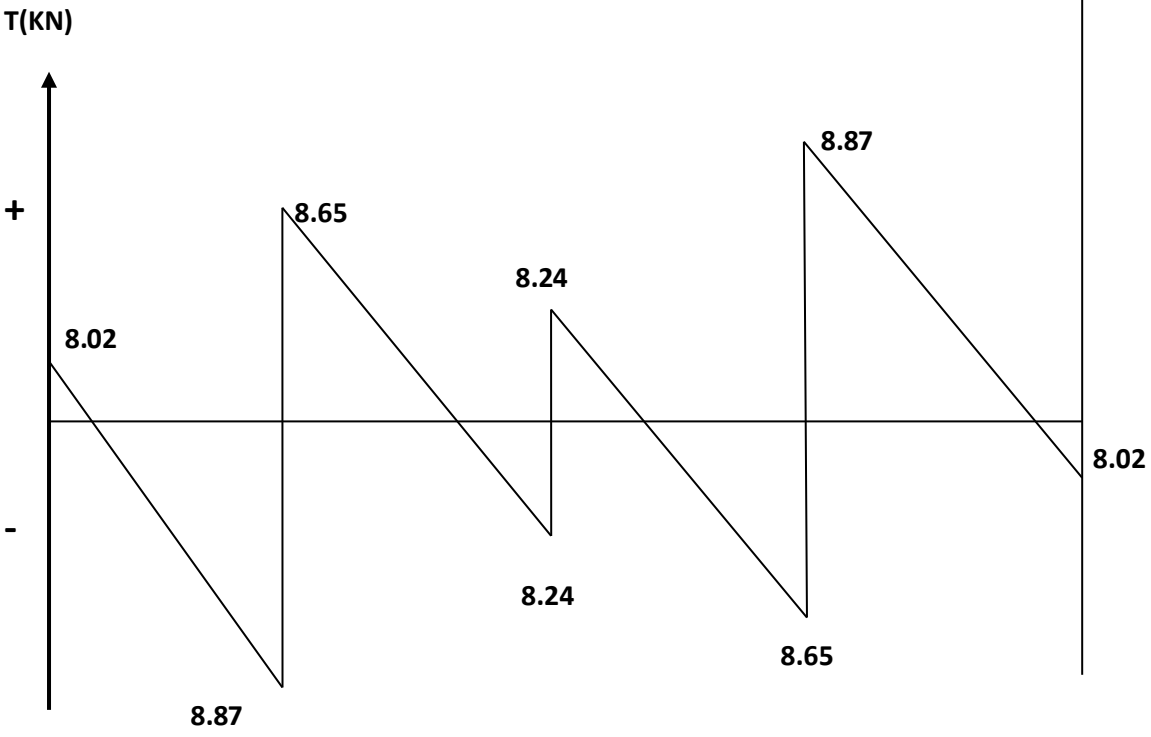


Diagramme des efforts tranchant a L'ELS

8: Vérification à L'ELS:

a- L'état limite à la résistance à la compression du béton:

On doit vérifier que **:**

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

✓ **En travée :** M_t = 5.18 KN.m (ELS)

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09$$

ρ_1=1.09 ⟶ β=0.896 ⟶ K=19.72

$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{5.18 \times 10^3}{2.35 \times 0.896 \times 18}$ = 136.67MPa .

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = 6.93\ \boldsymbol{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ ⟹ **Condition Vérifiée.**

✓ **Appuis A :** M_a= 3.89 KN.m (ELS)

$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.523$

ρ_1=0.726 ⟶ β=0.877 ⟶ K= 25.45

$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \beta_1 d} = \frac{3.89 \times 10^3}{1.57 \times 0.877 \times 18}$ = 156.96 MPa

.σ_{bc} = σ_s/K = 6.17 MPa < $\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ ⟹ **condition Vérifiée**.

b- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions → **Fissuration non préjudiciable**

$\boldsymbol{\sigma_s} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}}$ **= f_e = 400MPA**

➢ **En travée :**

$\boldsymbol{\sigma_s}$ = 136.67 MPa < fe = 400MPa ⟹ **condition vérifiée**.

c- Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (BAEL91/modifié 99 Art A 6.5.1):

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

Les règles de BAEL précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$ ⟶ $\frac{20}{370}$ = $\mathbf{0.054} > 0.044$ ⟹ **condition vérifiée**

✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0}$ ⟶ **0.054** $> \frac{5.18}{15 \times 10.85}$ **= 0.032** ⟹ **condition vérifiée**

✓ $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \longrightarrow \frac{3.92}{12\times18}$ **= 0.018 > 0.009** ⟹ **condition non vérifiée**

Avec :

h : hauteur totale : **h =20 cm** ;
L : porté entre nue d'appuis ; **L=370 cm**
M_t : moment max en travée ; **M_t =5.18 KN.M**
M_0 : moment max de la travée isostatique ; **M_0=10.85 KN.M**
A : section des armatures ; **A=2.35+1.57=3.92 cm²**
b_0 : largeur de la nervure ; **b_0=12cm**
d : hauteur utile de la section droite **d=18cm**

✓ **Remarque :**

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

➢ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_{ts} l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0.74mm = 7.4cm$$

$\overline{f}$: La flèche admissible

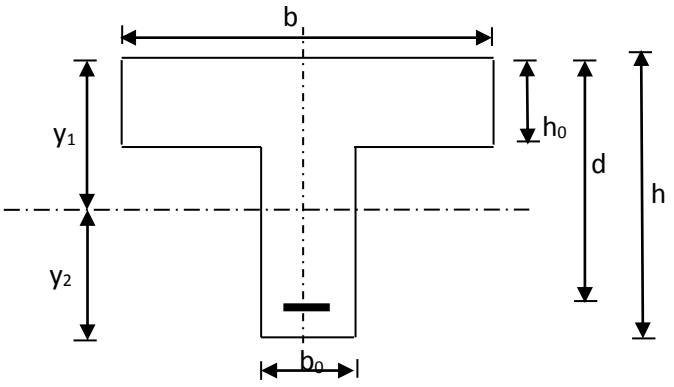
E_V : Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.87 \ \ MPa$$

I_{fv} : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$$

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



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0).h_0\left[\frac{{h_0}^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)\right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$;

S_{xx} : moment statique par apport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section ;

B_0 : la section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35} = 7.10cm$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.90\ cm$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.10^3 + 12.90^3)}{3} + (65 - 12) \times 4\left[\frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2\right] + 15 \times 2.35 \times (12.9 - 2)^2 = 20003.24cm^4$$

$$I_0 = 20003.24\ cm^4$$

- ✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0{,}011$$

$\boldsymbol{\rho}$: le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\sigma_{s=}136.67\ MPa$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.011} = 1.50$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0\right\} = \max\{0.547; 0\} = 0.547$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 1.5 \times 0.547} = 12086.55cm^4$$

D'où la flèche :

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

$$f = \frac{5.18 \times 10^2 \times 3700^2}{10 \times 10818.87 \times 12086.55} = 5.42mm$$

$$f = 5.42\ mm < \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4\ mm \Longrightarrow$$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Pas de risque de flèche des poutrelles, donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à L'ELS, celle déjà calculer a l'ELU sont suffisantes.

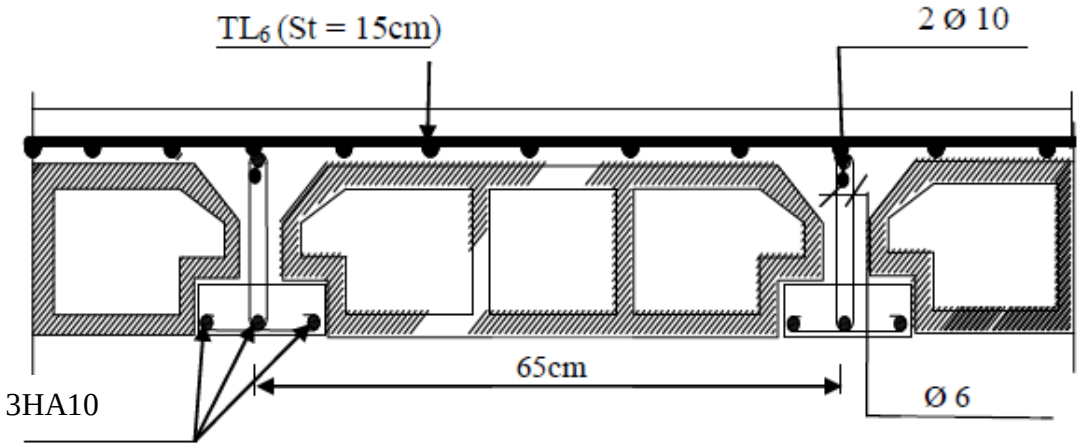
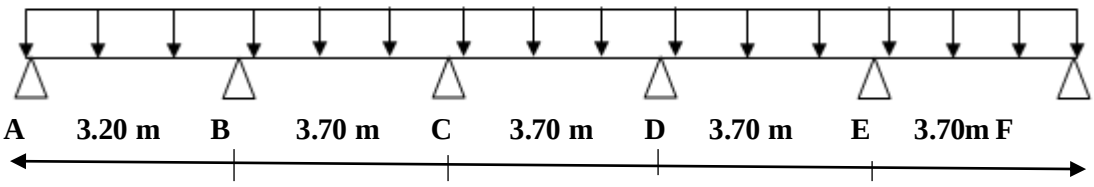


Figure III.6.1.3 : Plan de ferraillage du plancher en corps creux (1er cas).

2eme Cas :



A- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées c'est le cas des constructions courantes **(voir BAEL 91/ modifié 99 Art B.6.2, 201)**

- La charge d'exploitation sera deux fois plus grande que la charge permanente ou 5KN/m2
  Q< max {2G ; 5 kN/ml}
  Application numérique :

Q=0.975 kN/ml< max {2x3.614=7.228 ; 5} ⟹ **Condition vérifiée**

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées Puisque nous avons utilisé le même type de poutrelles. ⟹ **Condition vérifiée**

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable (c'est le cas de nos dalles).
  ⟹ **Condition vérifiée**

- Le rapport des portées successives des différentes travées doit être entre 0.80 et 1.25.

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

$$0.8 \leq \left\{ \frac{3.70}{3.20} = 1.156 \;;\; \frac{3.70}{3.70} = 1 \right\} \leq 1.25$$

⟹ **Condition vérifiée**

Conclusion :
Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

B- Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées **Mt** et au niveau des appuis **Mw** et **Me** à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment **M0** dans la travée, qui est supposée isostatique, indépendante, de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

C- Application de la méthode :

➢ **Calcul des rapports de charge :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.975}{3.614+0.975} = 0.212$$

α	$1+0.3\alpha$	$\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$	$\frac{1+0.3\alpha}{2}$
0.212	1.064	0.632	0.532

Tableau III.6.2 : Rapport de charges.

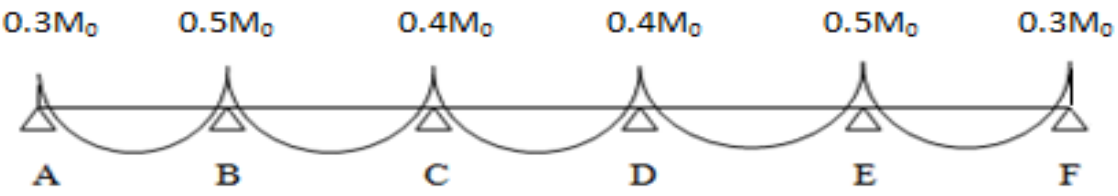


Figure III.6.2.1: Valeurs des moments aux appuis.

- **Calcul du moment isostatique :**

$$M_{01} = 6.341 \times \frac{(3.20)^2}{8} = 8.12 KN.m$$

$$M_{02} = 6.341 \times \frac{(3.70)^2}{8} = 10.85 KN.m$$

- **Moments aux appuis :**

M_A = 0.3 M_{01} =**2.44 *KN.m***

M_B = M_E=0.5 M_{02}= **5.43*KN.m***

M_C = M_D= 0.4 M_{02}= **4.34*KN.m***

M_F= 0.3 M_{02} =**2.26*KN.m***

- **Moments En travées :**

❖ Pour les travées de rive :

$$\text{Max} \begin{cases} M_t \geq 1.064\, M_0 - \dfrac{M_W + M_e}{2} \text{ car: } \max(1 + 0.3\alpha = 1.064 ; 1.05) = \mathbf{1.064} \\ M_t \geq \dfrac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

✓ **Travée AB** :

$$\left.\begin{array}{l} M_t \geq 1.064\, M_{01} - \dfrac{M_A + M_B}{2} = 1.064 \times 8.12 - \dfrac{2.44 + 5.43}{2} = 4.70 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \dfrac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.632 \times 8.12 = 5.06 \text{ KN.m} \end{array}\right\} \quad \mathbf{M_t = 5.06\ KN.m}$$

✓ **Travée EF** :

$$\left.\begin{array}{l} M_t \geq 1.064\, M_{02} - \dfrac{M_E + M_F}{2} = 1.064 \times 10.85 - \dfrac{5.43 + 2.26}{2} = 7.70 \text{KN.m} \\ M_t \geq \dfrac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.632 \times 10.85 = 6.86 \text{KN.m} \end{array}\right\} \quad \mathbf{M_t = 7.70\ KN.m}$$

❖ Pour les travées intermédiaires :

✓ **Pour les travées intermédiaires BC et DE :**

$$\left.\begin{array}{l} M_t \geq 1.064\ M_{02} - \dfrac{M_B + M_C}{2} = 1.064 \times 10.85 - \dfrac{5.43 + 4.34}{2} = 6.66 KN.m \\ M_t \geq \dfrac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.532 \times 10.85 = 5.77 KN.m \end{array}\right\} \quad \mathbf{M_t = 6.66\ KN.m}$$

✓ **Pour les travées intermédiaires CD :**

$$\left.\begin{array}{l} M_t \geq 1.064\ M_{02} - \dfrac{M_C + M_D}{2} = 1.064 \times 10.85 - \dfrac{4.34 + 4.34}{2} = 6.66 KN.m \\ M_t \geq \dfrac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.532 \times 10.85 = 5.77 KN.m \end{array}\right\} \quad \mathbf{M_t = 7.20\ KN.m}$$

➢ **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} V_W = \dfrac{M_w + M_e}{L} + q_u \dfrac{L}{2} \\ V_e = \dfrac{M_w + M_e}{L} - q_u \dfrac{L}{2} \end{cases}$$

Avec : V_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

V_e: Effort tranchant à droite de l'appui.

✓ **La travée AB :**

$$\begin{cases} V_A = \dfrac{M_B - M_A}{L_{AB}} + q_u \dfrac{L_{AB}}{2} = \dfrac{-5.43 + 2.44}{3.20} + 6.341 \dfrac{3.20}{2} = \mathbf{9.22\ KN} \\ V_B = \dfrac{M_B - M_A}{L_{AB}} - q_u \dfrac{L_{AB}}{2} = \dfrac{-5.43 + 2.44}{3.20} - 6.341 \dfrac{3.20}{2} = \mathbf{-11.08\ KN} \end{cases}$$

✓ **La travée BC :**

$$\begin{cases} V_B = \dfrac{M_C - M_B}{L_{BC}} + q_u \dfrac{L_{BC}}{2} = \dfrac{-4.34 + 5.43}{3.70} + 6.341 \dfrac{370}{2} = \mathbf{12.02\ KN} \\ V_C = \dfrac{M_C - M_B}{L_{BC}} - q_u \dfrac{L_{BC}}{2} = \dfrac{-4.34 + 5.43}{3.70} - 6.341 \dfrac{3.70}{2} = \mathbf{-11.44\ KN} \end{cases}$$

✓ **La travée CD :**

$$\begin{cases} V_C = \dfrac{M_D - M_C}{L_{CD}} + q_u \dfrac{L_{CD}}{2} = \dfrac{-4.34 + 4.34}{3.70} + 6.341 \dfrac{3.70}{2} = \mathbf{11.73\ KN} \\ V_D = \dfrac{M_D - M_C}{L_{CD}} - q_u \dfrac{L_{CD}}{2} = \dfrac{-5.43 + 4.34}{3.70} - 6.341 \dfrac{3.70}{2} = \mathbf{-11.73\ KN} \end{cases}$$

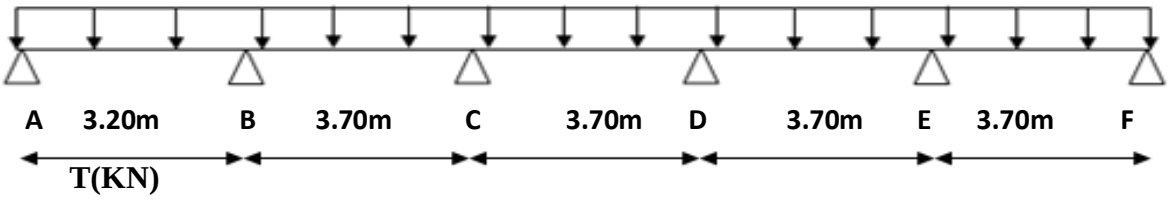
✓ **La travée DE :**

$$\begin{cases} V_D = \dfrac{M_E - M_D}{L_{DE}} + q_u \dfrac{L_{DE}}{2} = \dfrac{-5.43 + 4.34}{3.70} + 6.341 \dfrac{3.70}{2} = \mathbf{11.44 KN} \\ V_E = \dfrac{M_E - M_D}{L_{DE}} - q_u \dfrac{L_{DE}}{2} = \dfrac{-5.43 + 4.34}{3.70} - 6.341 \dfrac{3.70}{2} = \mathbf{-12.02\ KN} \end{cases}$$

✓ **La travée EF :**

$$\begin{cases} V_E = \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} + q_u \frac{L_{EF}}{2} = \frac{-2.26+5.43}{3.70} + 6.341\frac{3.70}{2} = \mathbf{12.59\ KN} \\ V_F = \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} - q_u \frac{L_{EF}}{2} = \frac{-2.26+5.43}{3.70} - 6.341\frac{3.70}{2} = \mathbf{-10.87\ KN} \end{cases}$$

- **Diagramme des efforts internes à L'ELU:**



T(KN)

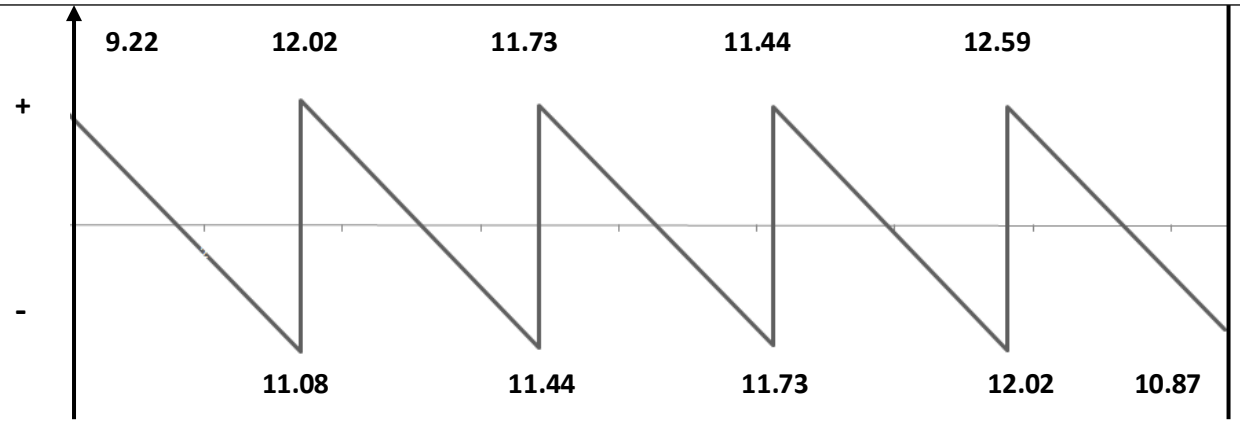
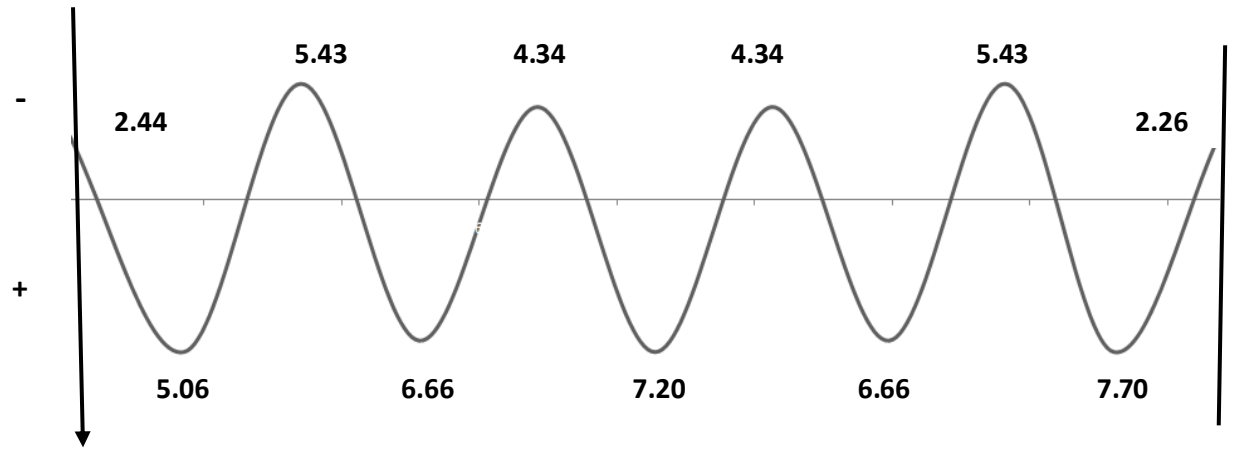


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.



M(KN.m) **Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.**

D- Ferraillage de la poutrelle à l'ELU :

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

a- Armatures longitudinales:

✓ **En travées :**

Le moment maximal en travée : $M_{max}^{t} = \mathbf{7.70}\boldsymbol{KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{ab}^{t} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 KN.m$$ $M_{ab}^{t} =$ **59.072** ***KN.m***

$M_{max}^{t} \prec M_{ab}^{t}$ ⟹ L'axe neutre est dans la table de compression.

❖ **Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h):**

$$\mu_b = \frac{M_{max}^{t}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.70 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.026$$

$\mu_b = 0.026 < \mu_e = 0.392$ ⟹ La section est simplement armée donc $\mathbf{A_{sc}} = \mathbf{0}$

$\mu_b = 0.020$ ⟹ $\beta = 0.987$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.70 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.25 cm^2$$

On opte pour: ⟹ A_{st} = **3HA10 = 2.35*cm²***

✓ **Aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire de dimension (b0 x h):

Le moment max aux appuis : M_a^{max} = **5.43*KN.m***

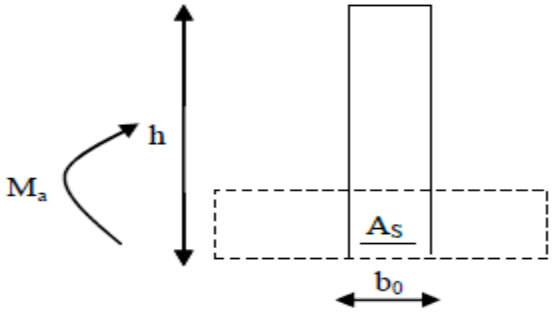


Figure III.6.2.2: Schéma statique de ferraillage

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b \circ d^2 f_{bu}} = \frac{5.43 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.098$$

$\mu_b = 0.098 < \mu_e = 0.392$ $\Longrightarrow$ La section est simplement armée

$\mu_b = 0.098 \Longrightarrow \beta = 0.948$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.43 \times 10^3}{0.948 \times 18 \times 348} = 0.91 cm^2$$

$\Longrightarrow$ On opte pour : A^a **= 2 HA10 = 1.57** ***cm²***

b- Armatures transversales:

- **Section minimale d'armatures d'âme :*(Art A.5.1,22 /BAEL91/ modifier 99) :***

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e, on doit avoir : $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 MPa \Longrightarrow A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$

L'espacement (S_t) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : 0.9*d* et 40 *cm*. $S_t \leq \min\{0.9d; 40cm\}$ =min (09x18 ;40)

$St \leq \min\{16,2; 40\} = 16.2cm$ Soit: ***S_t* = 15 *cm***

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 cm^2 \Longrightarrow$$ ***A_min* = 0.18** ***cm²***

- **Possibilité de bétonnage correct :*(Art A.5.1 ,22 /BAEL91/modifié 99)***

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus égale à *h*/35 (*h* étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$\Phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l\right\}$ Φ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$\min\left\{\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1\right\} = \{0.57 , 1.2 , 1\} = 0.57$ cm²

$A_t = 0.57 cm^2 > A_t^{min} = 0.18 cm^2$

On choisit un étrier **T6**, soit **At=2T6=0.56cm²**

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T6**, avec un espacement constant ***S_t* = 15 cm** sur la totalité des poutrelles.

E- Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité :…….. A.4.2 BEAL91/modifiee99

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23\, b_0\, d\, f_{t28}}{fe}$$

$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x12x18x2,1}{400}$ = **0.26cm²**

- Aux appuis: A_{ad}= 2HA 10 = 1.57 cm² >0.26 cm² ⟹ **condition vérifiée**
- En travée: A_{ad}= 3 HA 10= 2.35 cm² >0.26 cm² ⟹ **condition vérifiée**

b-Vérification au cisaillement : ……A.5.1.1 BEAL91/modifiee99 :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_u$

--Calcul de $\overline{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables **:** $\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ;\ 5mpa \right\}$ = 3.33Mpa

Calcul de τ_u^{max}: V_{max} = 12.59 KN.

$\tau_u = \frac{v_u}{b_0.d} = \frac{12.59x10^3}{120x180}$ **=0.58 MPa**

τ_u = 058 MPa< $\overline{\tau}_u$ =3.33 MPa ⟹ **condition vérifiée**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c- Contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres:

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

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

$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28}$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28}$ = 1,5 x 2.1 = 3,15 MPa ; (Ψ_S= 1.5 pour les aciers HA)

$\sum Ui$ **:** Sommes des périmètres utiles des armatures. $\sum Ui$ = nπ Ø = 3x 3.14 x 1

n : c'est le nombre de barres.
Ø : c'est le diamètre des barres.

$\sum Ui$ = 3x 3.14 x 1= 9.42 cm

$\tau_{se} = \frac{12.59x10^3}{0,9x180x94.2}$ =0.83 mm

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entrainement des barres ⟹ **condition vérifiée**

d-Longueur du scellement droit :…….A.6.1.22 BEAL91/modifiee99

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression appliqué à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$\tau_{su} = 0.6\ \psi^2\ f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa.

$L_S = \frac{\varphi\, x400}{4\, x\, 2{,}835} = \frac{1x\ 400}{4\, x\, 2{,}835} = 35.27$ cm on prend $\mathbf{L_S = 40\ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$L_a = 0.4 \times L_S = 0.4 \times 40 = 16$ cm on prend $\mathbf{L_a = 20\ cm}$

e-Influence de l'effort tranchant sur le béton … A.5.1.313BEAL91/modifiee99 :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0{,}9d} \leq \frac{0{,}8\, fc_{28}}{\gamma_b}$$

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0{,}9.d} = \frac{2 \text{ x}12.59 \text{ x } 10^3}{120 \text{ x } 0{,}9 \text{ x}180} = 1.30$MPa.

$\frac{0{,}8fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}8x25}{1.5} = 13.33$ MPa.

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0{,}9d} \prec \frac{0{,}8\, fc_{28}}{\gamma_b}$ ⟹ **Condition vérifiée.**

f- Influence de l'effort tranchant sur les aciers aux appuis:

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u{}^{max}}{\sigma st}$

$$\frac{T_u{}^{max}}{\sigma st} = \frac{12.59x10^3}{348} = 36.18\ mm^2$$

0.362 cm² < 1.13 cm² ⟹ **Condition vérifiée.**

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

F- Calcul à l'ELS :

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge **(q_u)**. Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par **(q_s)** et de diviser par **(q_u)** pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient I :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.589}{6.341} = 0.72$$

- **Moments fléchissant :**

✓ **En travée :**

Pour la travée de rive(AB): $\mathbf{M_{AB}}$ = 5.06× 0.72= **3.64** ***KN.m***

Pour les travées (BC) et (DE) : $\mathbf{M_{BC} = M_{DE}}$= 6.66× 0.72= **4.80*KN.m***

Pour la travée (CD) $\mathbf{M_{CD}}$ = 7.20 × 0.72 = **5.18*KN.m***

Pour la travée de rive(EF) : $\mathbf{M_{EF}}$= 7.70× 0.72= **5.54** ***KN.m***

✓ **Aux appuis :**

M_A=2.44 x 0.72 = **1.76*KN.m***

$M_B = M_E$ = 5.43 x 0.72 = **3.91*KN.m***

$M_C = M_D$ = 4.34 x 0.72 = **3.12*KN.m***

M_F = 2.66 x 0.72 = **1.92*KN.m***

- **Effort tranchant :**

✓ **Travée AB:**

$\mathbf{V_A}$ = 9.22 x 0.72 = **6.64 KN**

$\mathbf{V_B}$= -11.08 x 0.72 =**-7.80 KN**

✓ **Travée BC:**

$\mathbf{V_B}$ = 12.02 x 0.72 = **8.65 KN**

$\mathbf{V_C}$ = -11.44 x 0.72 =**-8.24 KN**

✓ **Travée CD:**

$\mathbf{V_C}$ = 11.73 x 0.72 = **8.45 KN**

$\mathbf{V_D}$= -11.73 x 0.72 =**-8.45 KN**

✓ **Travée DE:**

$\mathbf{V_D}$ = 11.44x 0.72 = **8.24 KN**

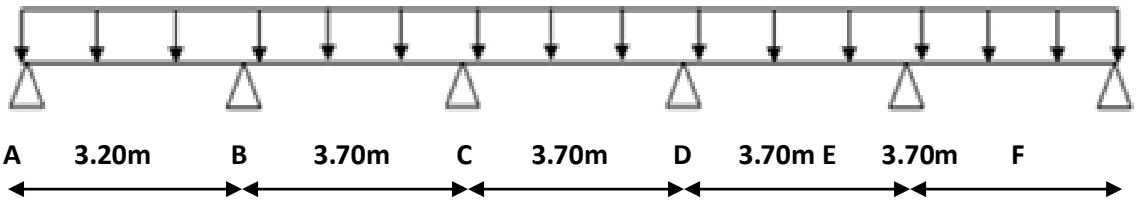
$\mathbf{V_E}$= -12.02 x 0.72 = **-8.65 KN**

✓ **Travée EF:**

$\mathbf{V_E}$ = 12.59x 0.72 = **9.06 KN**

$\mathbf{V_F}$= -10.87 x 0.72 = **-7.83 KN**

➢ **Diagramme des efforts internes à L'ELS :**



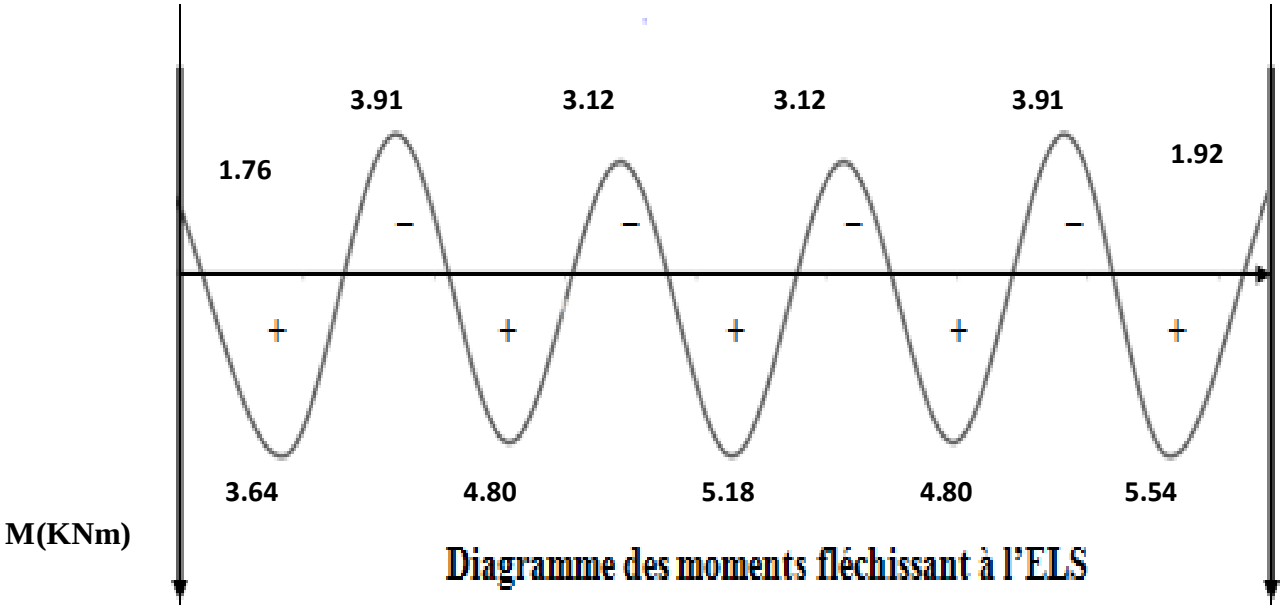


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

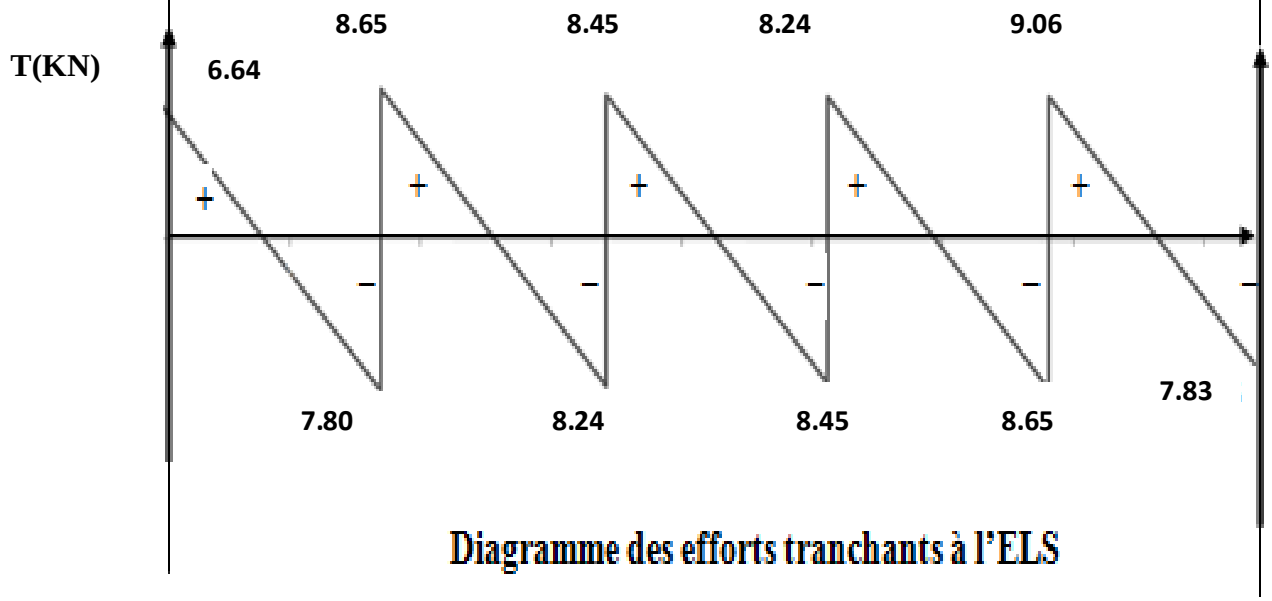


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

G- Vérification à L'ELS :

a- L'état limite à la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier que :

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

- ✓ **En travée :** M_t = 5. 54 KN.m (ELS)

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088$$

ρ_1=0.694 ⟶ β=0.856 ⟶ $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19.72}$ = 0.051

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{5.54 \times 10^3}{2.35 \times 0.856 \times 18} = 153.00 MPa$$.

$\sigma_{bc} = K\sigma_s$ = **7.80** $\boldsymbol{MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa}$ ⟹ **Condition Vérifiée.**

- ✓ **Appuis A :** M_a= 3. 91 KN.m (ELS)

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

ρ_1=0.726 ⟶ β=0.877⟶ $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25.45}$= 0.039

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \beta_1 d} = \frac{3.91 \times 10^3}{1.57 \times 0.891 \times 18} = 155.28 \text{ MPa}$$

.$\sigma_{bc} = K\sigma_s$= 6.06 MPa < $\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ ⟹ **condition Vérifiée**.

b- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions → **Fissuration non préjudiciable**

$\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}}$ **= f_e = 400MPA**

- ➢ **En travee :**

$\boldsymbol{\sigma_s}$ = 153MPa<fe = 400MPa ⟹ **condition vérifiée**.

c- Etat limite de déformation-Vérification de la flèche :(BAEL91/modifié 99 Art A 6.5.1):

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

Les règles de BAEL précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale : **h =20 cm ;**

L : porté entre nue d'appuis : **L=3.70 cm** ;

M_t : moment max en travée ;**Mt=5.54 KNm** ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ;**M_0=10.85 KNm** ;

A : section des armatures : **A=2.35+1.57=3.92 cm²** ;

b_0 : largeur de la nervure : **b0=12 cm** ;

d : hauteur utile de la section droite : **d=18 cm**.

Donc :

✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow \frac{20}{370} = \mathbf{0.054} > 0.044$ ⟹ **condition vérifiée**

✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \mathbf{0.054} > \frac{5.54}{15 \times 10.85} = \mathbf{0.034}$ ⟹ **condition vérifiée**

✓ $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \longrightarrow \frac{3.92}{12 \times 18} = \mathbf{0.018} > \mathbf{0.009}$ ⟹ **condition non vérifiée**

Remarque :

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

d-Calcul de la flèche : On doit vérifier que :

- $f = \frac{M_{ts} l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4mm$

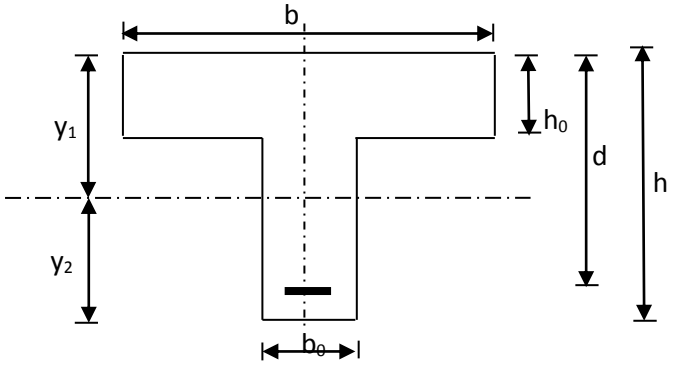
- $\overline{f}$: La flèche admissible

- E_V : Module de déformation différé

$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.87 \ MPa$

- I_{fv} : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au CDG de la section. $I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$

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



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \ ;$$

S_{xx} : moment statique par apport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section ;

B_0 : la section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35} = 7.10cm$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.100 = 12.9 \ cm$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.10^3 + 12.9^3)}{3} + (65 - 12) \times 4\left[\frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2\right] + 15 \times 2.35 \times (12.9 - 2)^2 = 20003.24cm^4$$

$$I_0 = 20003.24 \ cm^4$$

- ✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0{,}011$$

$\boldsymbol{\rho}$: le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures). $\sigma_{s=} 231.88 \ MPa$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.011} = 1.5$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0\right\} = \max\{0.584; 0\} = 0.584$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 1.5 \times 0.584} = 11728.98cm^4$$

D'où la flèche :

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

$$f = \frac{5.54 \times 10^2 \times 3700^2}{10 \times 10818.87 \times 11728.98} = 5.98mm$$

$$f = 5.98mm < \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4\ mm \Longrightarrow$$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Pas de risque de flèche des poutrelles, donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à L'ELS, celle déjà calculer à l'ELU sont suffisantes.

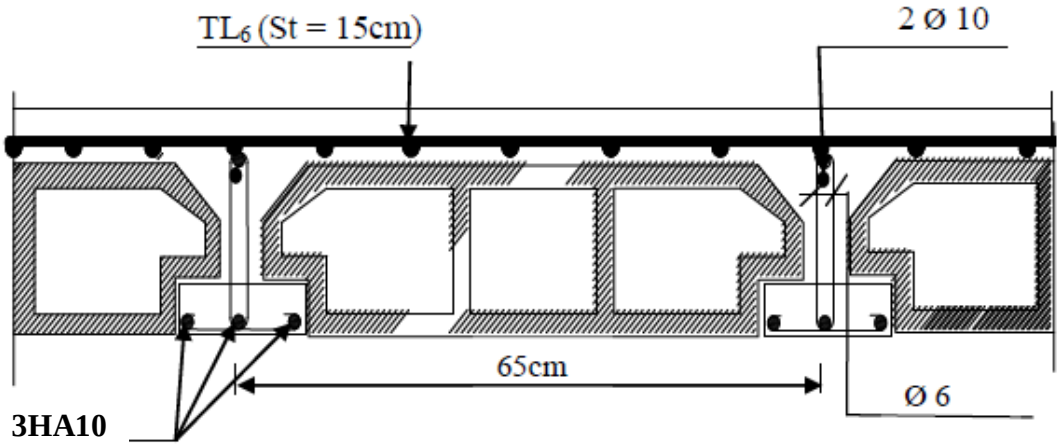


Figure III.6.2.3: Plan de ferraillage du plancher en corps creux (2eme cas).

III-7 : Etude de la charpente :

1: Introduction :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, qui est composée des versants inclines d'un angle ≪α=26.57°≫ par rapport à l'horizontale, et supportant des couvertures en tuiles mécaniques. Elle repose de part et d'autre sur les murs pignons.
L'étude de la charpente revient à la détermination des efforts revenant à chacun des éléments (pannes, chevrons, et linteaux), et a la vérification de leurs résistances aux différentes sollicitations.

- **Les différents éléments de la charpente :**

- tuiles
- liteaux
- chevrons
- pannes sablières, pannes ventrières ou intermédiaire et pannes faîtière.- murs pignons.

2 : Détermination des charges et surcharges :

- **Charges permanentes (G) :**

- Poids des tuiles et des liteaux = 0.45 kN/m2
- Poids des pannes et des chevrons = 0,10 kN/m2

G=0,55 kN/m2

- **Charges d'exploitations(Q) :**

- Poids de la neige **Q =1 kN/m2**

- **Combinaisons de charge :**

- ELU :

$q_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q = 1.35 \times 0.55 + 1.50 \times 1 = 2.24$ kN/m²

q_u=2.24 kN/m²

- ELS :

$q_s = G + Q = 0.55 + 1 = 1.55$ kN/m²

q_s=1.55 kN/m²

3 : Dimensionnement des différents éléments :

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie **I** et d'après les règles **CB71**, la contrainte admissible forfaitaire dans ce bois travail en flexion déviées est ρf**= 142da/cm2.**

A) Les pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge qp.

• Espacement des pannes : 1,20m≤ ep≤ 1,80m

On prend : **ep= 1,50m**

• Portée des pannes : L= 7.70 m

qp=qu x ep = 2.24 x 1,50 =3,36 kN/ml
qp=3,36 kN/ml

q_s=qs x ep = 1.55 x 1,50 =2.325 kN/ml
q_s=2.325 kN/ml

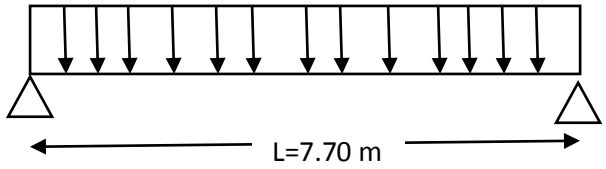
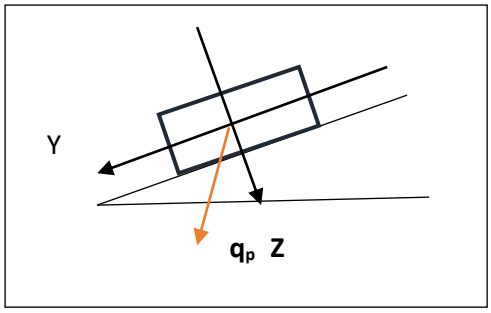


Figure III.7.1 : Schéma statique de la panne

Le calcul des pannes se fera en flexion déviée : (α = 26.57°)

- La projection :



✓ **ELU:**
Suivant l'axe (y, y) : **q_{ux}**= qp.sinα= 3,36 x0,447 =1.50kN/ml
Suivant l'axe (z,z) : **q_{uy}**= qp .cosα= 3,36 x0.894 =3.004kN/ml
✓ **ELS :**
Suivant l'axe (y, y) : **q_{sy}**= qs.sinα= 1.55 x0,447 =0.693kN/ml
Suivant l'axe (z,z) : **q_{sz}**= qs .cosα= 1.55 x0,894 =1.39kN/ml

- Choix de la section des pannes :

Les pannes sont d'une section de**(20 x30) cm²**

➢ **Vérification de contrainte admissible de bois :**

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie I, et d'après les règles CB71.[5] la contrainte admissible forfaitaire σ f dans ce bois travaillant en flexion simple est **σ f=142daN/cm².**

On doit vérifier que :**$\sigma f=(Mfx/Wx)+(Mfy/Wy)\leq\overline{\sigma f}$**
σf: Contrainte dans le bois.
M**fx:**Moment fléchissant dans le sens (x-x).
M**fy:**Moment fléchissant dans le sens (y-y).
Wx : Module de résistance.
Wy: Module de résistance.
$\overline{\sigma f}$: Contrainte limites admissible dans le bois**.**

a) Moments fléchissant :

Mfx= q_{uy} L²/8=3.004 x 7.7² /8=**22.26 KNm**
Mfy= q_{uy} L²/8=1.50 x 7.7² /8= **11.12 KNm**

b) Modules de résistance :

Wx=Ixx /ϑ= $\frac{bh^3/12}{h/2}=\frac{bh^2}{6}$=**3000 cm³**
Wy=Iyy /ϑ= $\frac{\boldsymbol{hb^3/12}}{\boldsymbol{h/2}}=\frac{\boldsymbol{hb^2}}{\boldsymbol{6}}$=**2000 cm³**

Donc:
σ f=$\frac{222600}{3000}+\frac{111200}{2000}$=129.8 daN/cm² < 142daN/cm². ⟹ **Condition vérifiée**

Remarque : La section adoptée est admise.

➢ **Vérification de la flèche :**

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :**[Art: 4.962/CB71]**

$$\overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{770}{300} = 2.57cm$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$\mathbf{f=\frac{5\sigma sl^2}{48Efh/2}}$$

Avec : Ef: Module de déformation du béton.

Ef=11000√142 =**131080.13daN/cm²**

Moment fléchissant a l'ELS :

Msx= q_{uy} L²/8=1.39 x 7.7² /8=**10.30 KNm**

My= q_{uy} L²/8=0.693 x 7.7² /8= **5.14 KNm**

$$\mathbf{\sigma s=\frac{103000}{3000}+\frac{51400}{2000}=60.03daN/cm^2}$$

$$\mathbf{f=\frac{560.037.7^2}{48131080.1330/2}= 0.002\ cm} < 2.57cm \quad \Longrightarrow \textbf{ Condition vérifiée.}$$

B) Les chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c, le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis. La section des chevrons est (10x15) cm².

• Espacement des cheverons : 0,20m≤ ep≤ 0,60m

On prend : **ep=0,50m**

• Portée des chevrons : Lc=1.50 m

- qcu=qux ep =2,24x 0,5 =1,12kN/ml

qcu= 1,12 kN/ml

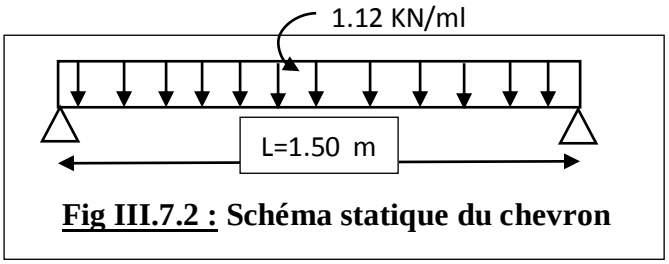


Fig III.7.2 : Schéma statique du chevron

➢ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que

σf=(Mf ϑ) / Wc≤σf̄

• Détermination des moments fléchissant :

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnes par :

Aux appuis : Mfa = 4/5 M0

En travee : Mft =2/3 M0

Avec : Mo =1/8 qc Lc²= 0,125 x 1,12 x 1,50²= 2.645 kN.m

D'ou : Aux appuis : Mfa = 4/5 x 2.645=2.116kN.m

En travée : Mft =2/3 x 2.645=1.76 kN.m

- **Module de résistance :**

W=$\frac{I}{V}=\frac{bh^2}{6}$= 375 cm²

Ainsi on aura :

- Aux appuis :

σfa=$\frac{21160}{375}$= 56.43**daN/cm²** $<$ $\mathbf{142daN/cm^2}$ ⟹ **condition vérifiée**

- En travée :

σf t =$\frac{\mathbf{17600}}{\mathbf{375}}$ = 46.93 **daN/cm²** $<$ $\mathbf{142daN/cm^2}$ ⟹ **condition vérifiée**

- **Vérification de la flèche pour les chevrons :**

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les Couvertures (tuiles, chevrons, liteaux,…..) est :

$$\overline{f} = \frac{l}{200} = \frac{150}{200} = 0.75cm$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par: **f=**$\frac{\mathbf{5\sigma sl^2}}{\mathbf{48Efh/2}}$

Avec : Ef=11000√142 =**131080.13daN/cm²**

- **La vérification de la flèche se fait à l'ELS.**

✓ $q_{sc}= p_s$ x e_p =1.55 x 0.5 = 0.78 KN/ml

✓ **Mo= 0.22 KNm**

- Aux appuis : Msa = 4/5 x 0.22 =0.18kN.m
- En travée : Mst =2/3 x 0.22 =0.15kN.m

✓ **Les contraintes**

- Aux appuis :

σfa = $\frac{1800}{375}$= **4.8daN/cm²** $<$ $\mathbf{142daN/cm^2}$ ⟹ **condition vérifiée**

- En travée :

σf t =$\frac{\mathbf{1500}}{\mathbf{375}}$ = **4daN/cm²** $<$ $\mathbf{142daN/cm^2}$ ⟹ **condition vérifiée**

Donc la valeur de la flèche est :

- Aux appuis

f=$\frac{\mathbf{54.81.5^2}}{\mathbf{48131080.1315/2}}$= **11.44 10^{-4}** $<$ $0.75cm$ ⟹ **Condition vérifiée.**

- En travée :

f=$\frac{\mathbf{541.5^2}}{\mathbf{48131080.1315/2}}$ = **9.54 10^{-4}** $<$ $0.75cm$ ⟹ **Condition vérifiée.**

La section des chevrons (10x11)cm² est admise

C) Les liteaux :

Le calcul des liteaux se fait comme celui des pannes.
On prend une section de (3x4) cm2.

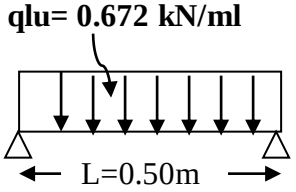


Figure III.7.3 : Schéma statique du liteau

- La portée des chevrons : **Ll=0.50m**
- L'espacement des liteaux : **ep=0.30m**

- qp=qu x ep = 2.24 x 0.3 =0.672 kN/ml
  qp=0.672 kN/ml

- q_s=qs x ep = 1.55 x 0.3 =0.465 kN/ml
  q_s=0.465 kN/ml

- La projection :

✓ **ELU:**

Suivant l'axe (y, y) : **q_{ux}**= qp.sinα= 0.672 x0,447 =0.3 kN/ml
Suivant l'axe (z,z) : **q_{uy}**= qp .cosα= 0.672 x0.894 =0.6 kN/ml

✓ **ELS :**

Suivant l'axe (y, y) : **q_{sy}**= qs.sinα= 0.465 x0,447 =0.21 kN/ml
Suivant l'axe (z,z) : **q_{sz}**= qs .cosα= 0.465 x0,894 =0.42 kN/ml

➢ **Vérification de contrainte admissible de bois :**

On doit vérifier que :**$\sigma f=(Mfx/Wx)+(Mfy/Wy)\leq\overline{\sigma f}$**

a) Moments fléchissant :

Mfx= q_{uy} L²/8=0.6 x 0.5² /8=**0.02 KNm**
Mfy= q_{uy} L²/8=0.3 x 0.5² /8= **0.009 KNm**

b) Modules de résistance :

Wx=Ixx /ϑ= $\frac{bh^3/12}{h/2}=\frac{bh^2}{6}$=**8 cm³**
Wy=Iyy /ϑ= $\frac{\boldsymbol{hb^3/12}}{\boldsymbol{h/2}}=\frac{\boldsymbol{hb^2}}{\boldsymbol{6}}$=**6 cm³**

Donc:

$\sigma f=\frac{200}{8}+\frac{90}{6}$=40 daN/cm² $< 142 daN/cm^2$. ⟹ **Condition vérifiée**

Remarque : La section adoptée est admise.

➢ **Vérification de la flèche :**

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :**[Art: 4.962/CB71]**

$$\overline{f}=\frac{l}{200}=\frac{50}{200}=0.25cm$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par : $\mathbf{f=\frac{5\sigma s l^2}{48Efh/2}}$

Avec : Ef: Module de déformation du béton.
Ef=11000√142 =**131080.13daN/cm²**

Moment fléchissant a l'ELS :

Msx= q_{uy} L²/8=0.42 x 0.5² /8=**0.013 KNm**
My= q_{uy} L²/8=0.21 x 0.5² /8= **0.007 KNm**

σ s=$\frac{130}{8}+\frac{70}{6}$=27.32 daN/cm²

f=$\frac{5\ 27.32\ \ 50^2}{48\ \ 131080.13\ \ 4/2}$= 0.027 cm $< 0.25\ cm$ ⟹ **Condition vérifiée.**

La section (3x4) cm² est admise.

4: Assemblage de la charpente :

Pour l'assemblage de notre charpente on a opté pour un assemblage avec cloue, qui est un assemblage pratique et facile à réaliser, ce type d'assemblage garantie une très bonne transmission des efforts.
Le choix du diamètre des clous est conditionne par : ***(Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84)***
- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre

Le diamètre « d » des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes:

	Epaisseur	Diamètre
Bois frai et tendu Pendant la mise en œuvre	e≤30	d≤e /7
	e>30	d≤e/9
Bois sec et dur Pendant la mise en œuvre	$e \leq 30$	d≤ $e/9$
	e>30	d≤e/11

Sachant que la pièce la plus mince (liteaux) a une épaisseur de 4 cm est le bois mise en oeuvre est un bois sec et durs alors :
d≤e/11=40/11=3.36 cm

d ≤3.36 cm

***Remarque* :**
- Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.
- Il ne faut pas utiliser des clous galvanises.

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par gouttières qui seront prévues sur les rives de bâtiment.

III.8 : Poutre inclinée :

1. Introduction :

La poutre inclinée est une poutre d'une section rectangulaire (bxh). Elle est destinée à supporter son poids propre et le poids de la toiture.

Sa portée est de 6.80 m

2. Pré dimensionnement :

Lmax = 680-40 = 640 cm.

- **La hauteur de la PI:**

$\frac{460}{15} \leq ht \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.66 \leq ht \leq 46$ on prend **ht=35cm.**

- **La largeur de la PI :**

$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24{,}5$ on prend **b=30cm.**

✓ **Vérification des exigences RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1**:

-h≥ **30**⇒ 35≥ **30**

- b≥ **20**⇒ 30≥ **20**

- h/b≤ **4** ⇒ 35/30=1.16 ≤ **4**

-$b_{max} \leq \mathbf{1,5}h + b \Rightarrow \mathbf{30} \leq 1.5x35 + 30 = 82.5$

Toutes les conditions sont vérifier.

3. Evaluation des charges et surcharges :

- **Les charges permanentes :**

Poids propre de la poutre : 0.35 x 0.30x 25 =2.625 KN/ml

Poids du la toiture : $0.5x(\frac{3+3.5}{2})$ =1.625 KN/ml

On aura : G_T =4.25 KN/ml.

- **La surcharge d'exploitation :**

Q=1 x $(\frac{3+3.5}{2})$ =3 .25 KN/ml.

- **Combinaisons de charges :**

ELU : q_u =1.35G+ 1.5 Q = 1.35x4.25+1.5x3.25

=10.61 KN/ml.

ELS: q_s=G+ Q= 4.25+3.25=7.5 KN/ml.

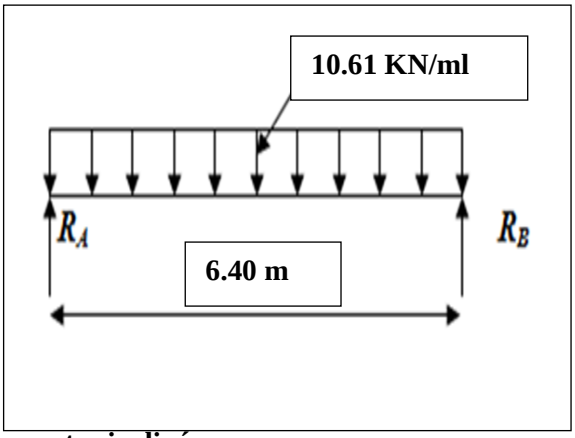


Figure III.8.1 : Schéma statique de la poutre incliné.

4. Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyé sur deux appuis.

- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{10.61 \times 6.4}{2} = \mathbf{33.95\ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$T_s = R_A = R_B = \mathbf{33.95\ KN}$

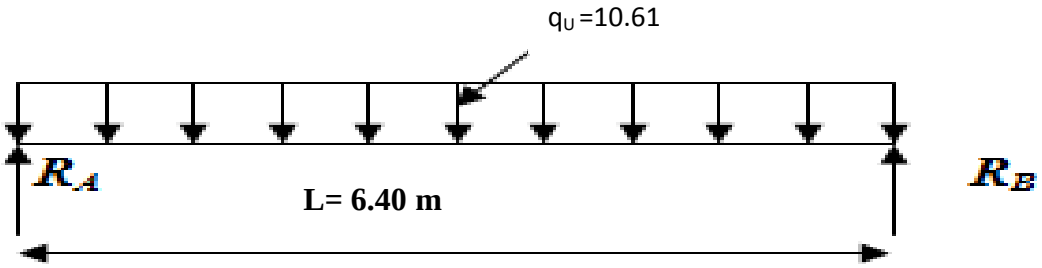
- **Les moments isostatiques:**

$$M_t = \frac{10.61 \times 6.4^2}{8} = \mathbf{54.32\ KN.m}$$

✓ Afin de tenir compte des semi-encastrements aux appuis, on affectera les moments par des coefficients :

En travée : $M_u^t = 0.85Mu =$ **46.17kN.m**
Aux appuis : $M_u^a = -0.3Mu =$ **- 16.30kN.m**

❖ **Diagramme des efforts internes à l'ELU :**



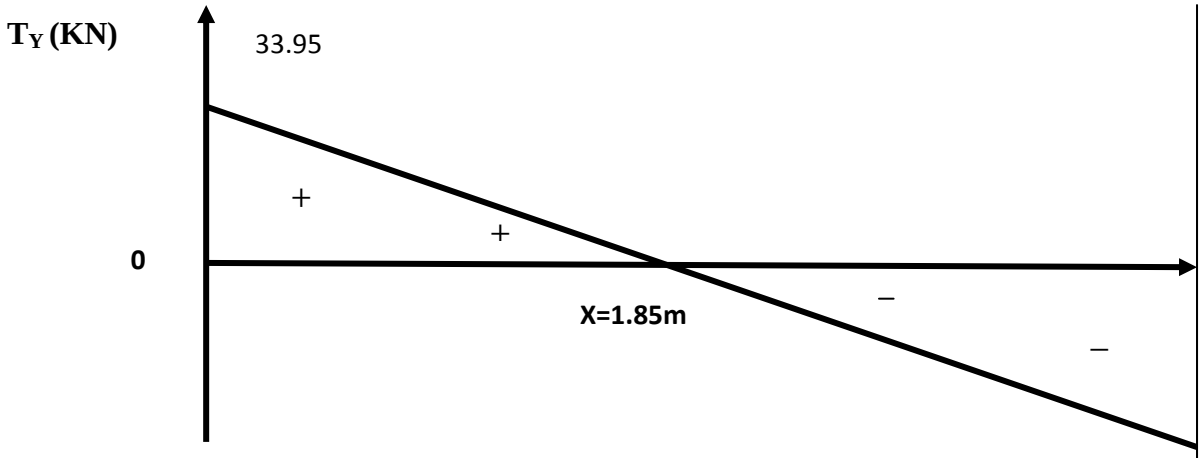


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

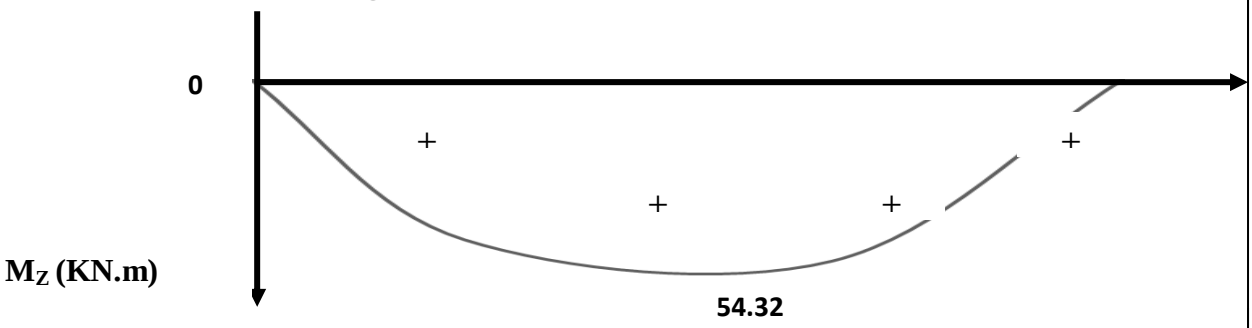


Diagramme des moments fléchissant calculés à l'ELU.

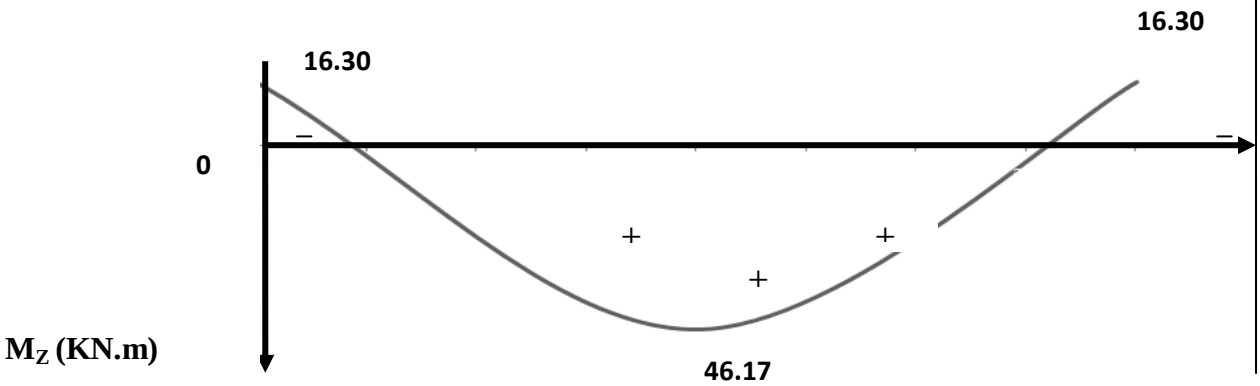


Diagramme des moments fléchissant corrigés à l'ELU.

5. Calcul des armatures :

a. Calcul des armatures longitudinales :

b=30 cm , h=35 cm , c=2 cm , d=33 cm

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46.17 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.01$$

$$\mu = 0.01 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A \Longrightarrow \mu = 0.01 \Longrightarrow \beta = 0.995$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{46.17 \times 10^3}{0.995 \times 33 \times 348} = 4.04 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature **$3HA14 \Longrightarrow A_{tadopter}$ 4.62cm²**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16.30 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu = 0.036 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow SSA \Longrightarrow \mu = 0.036 \Longrightarrow \beta = 0.982$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.30 \times 10^3}{0.982 \times 33 \times 348} = 1.45 \text{cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature **$3HA12 \Longrightarrow A_{a\ adopter}$ =3.39 cm²**

6. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : BAEL 91/(Art A.4.2.1):

On doit vérifier que: $A_s \geq A_{min} = 0.23bd\frac{ft28}{fe}$

AN: $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1/400 =$ **1.20 cm²**

On constate que:

$A_t = 4.62$ cm² $> A_{min} = 1.20$ cm² ……..**condition vérifiée**

$A_a = 3.39$ cm² $> A_{min} = 1.20$ cm² …….. **condition vérifiée**

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art 5.2.2):

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{Tu}{bd} \leq \overline{\tau_u}$

AN: $\tau_u = \frac{33.95 \times 10}{30 \times 33} = 0.343$ MPa

$\overline{\tau u} = \min\left(0.20\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA\right) = = 3.33$ MPa

$\tau_u = 0.343\ MPa < \overline{\tau_u}$ …… **condition est vérifiée**

Pas de risque de cisaillement ; donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):

- **Dans le béton (BAEL /Art A.5.1.313) :**

On doit vérifier que:$V_u \leq 0{,}4.\,b.\,0{,}9.\,d\frac{fc28}{\gamma b}$

AN: V_u=33.95 KN<0.4×30×0.9×33×2.5/1.5=594 KN**……condition vérifiée**

- **Sur les aciers :(BAEL91 /Art A.5.1, 321)**

On doit vérifier que :$A \geq \frac{1,15}{fe}(Tu+\frac{Ma}{0,9d})$

AN:$\frac{1.15}{400}(33.95+\frac{16.30}{0,9\times0.33})$=0.255 cm²

✓ A_a=3.39 cm²>0.255 cm² …….. condition vérifiée

On constate que l'effort tranchant T_un'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

d. Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

Avec : $\bar{\tau}_{se}$ = 1.5 x 2.1= 3.15 MPa.

$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9d\sum U_I}$ Avec : $\sum U_i = n \times \pi \times \phi$

$\tau_{se} = \frac{33.95\times10^3}{0.9\times330\times3\times3.14\times12} = 1.01 \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\bar{\tau}}_{se}$ ……**Condition vérifiée**

e. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)

$l_s = \frac{\emptyset.f_e}{4\tau_{se}}$Avec$l_s$ = longueur de scellement droit

$\tau_{se} = 0{,}6\ \Psi^2\ f_{t28} = 0.6 \text{ x}(1.5)^2 \text{ x } 2.1 = 2.835$ MPa

$l_S = \frac{1.2\times400}{4\times2{,}835} = 42.32\,cm$ **Ls=45 cm**

-La longueur mesurée hors crochets est au moins égale a 0,4 $l_s$pour les aciers HA L_{ad} = 0.4 Ls=0.4×45=18 cm

Soit **: L_a=20 cm**

f.Les armatures transversales :

$$\phi_t \le \min\left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min\left(\frac{35}{35}=1; \frac{30}{10}=3; 1{,}2\right) = 10mm$$

$\phi_t \le 10$mm on prend ϕ_t = 8mm

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

At = 2 ϕ 8= 1.00 cm²

g.Espacement des armatures transversales :

St ≤min (0.9d; 40 cm) = min (29.7 ; 40) =29.7 cm

On prend : **S_t = 25 cm**

- **Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2)**

D'après le R.P.A 2003, l'espacement est donné selon deux zones :

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \le \min\left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} \Rightarrow \quad S_t \le \min(8.75; 14.4 ; 30) = 11.25 \Leftrightarrow S_t = 7cm$$

❖ **En zone courante :**

$$S_t \le \frac{h}{2} = 17.5cm \quad , \quad Soit \ S_t = 15cm$$

f. Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :

On doit vérifier que **:** $A_t \ge A_{min} = 0{,}003 \times St \times b$

AN:A_t= 4.52cm² >A_{min}=0.003× 15 ×30=1.35cm²……..**condition vérifiée**.

A_{min} =1. »5cm^2 soit **4HA8 =2.01cm^2**(Soit 1cadre +1éterier) = 4HA8= 2.01cm^2

7. Calcul à l'ELS :

➢ **Combinaison de charges :**

qs=G+Q= **7.5 KN/ml.**

➢ **Réaction d'appuis :**

$\sum F = 0 \longrightarrow R_A = R_B = \frac{q_{s.l}}{2}$ $R_B = R_A$=**22.88 KN**

➢ **Moment isostatique :**

$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{7.5 \times 6.10^2}{8}$ = **34.88KN.m**

- **Effort tranchant :**

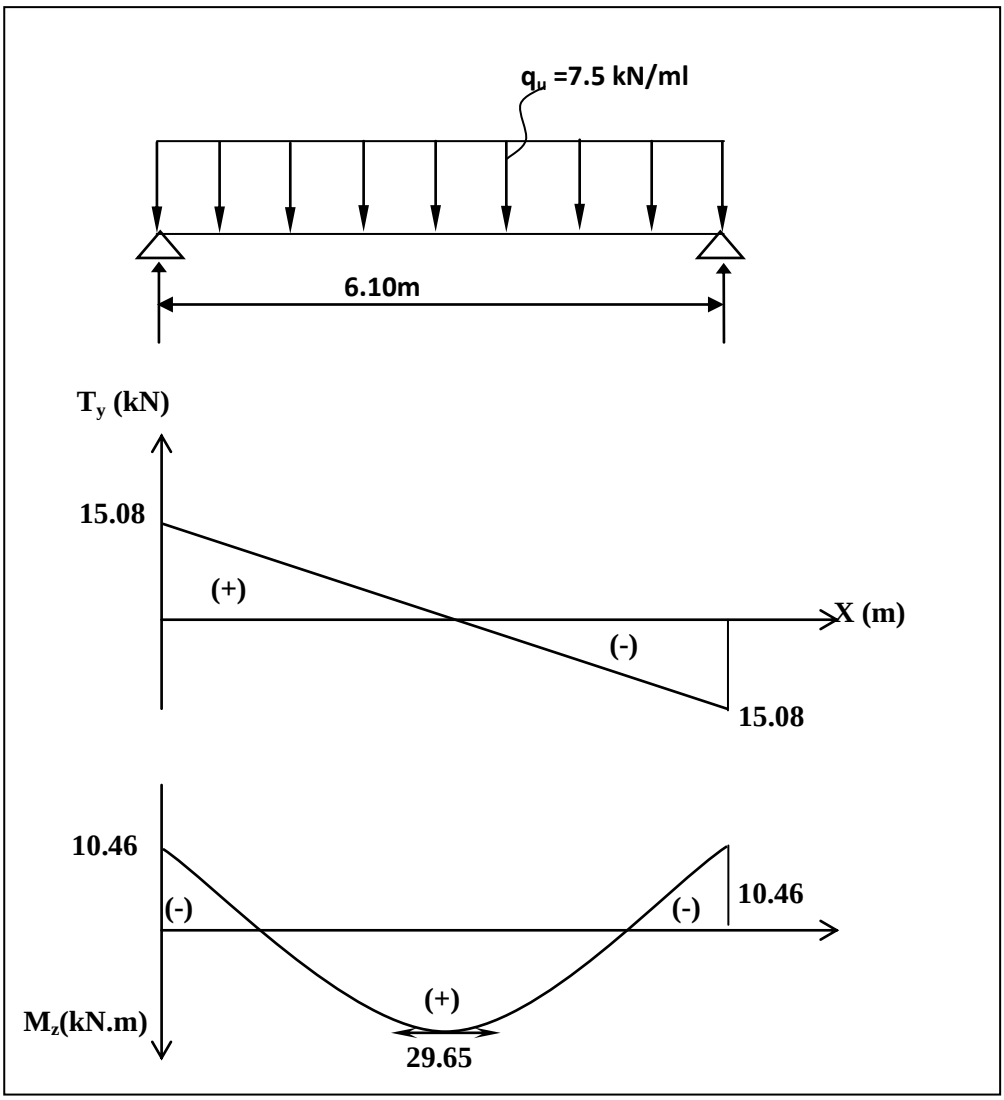
$T_s = R_A = R_B$ =**15.08 KN/ml**

- ✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

Ms^a = -0.3Mu = - 10.46 kN.m

Ms^t = 0.85Mu = 29.65 kN.m

❖ **Diagramme des efforts internes à l'ELS :**



III.8.2: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

8. Vérification à ELS:

a. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

$\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}}$ Dans l'acier

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$ Dans le béton

❖ **Aux appuis :**

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$\sigma_{st} = \frac{M_{sA}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_{Ap} = 3.39\ cm^2$; $M_{SA} = 10.46\ KN.m$; $d = 33\ cm$

β_1 est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{30x33} = 0.342$

$\left.\begin{matrix} K_1 = 39.95 \\ \beta_1 = 0.909 \end{matrix}\right\} \Longrightarrow$ à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{10.46 \times 10^3}{0.909 \times 33 \times 3.39} = 102.86\ MPa$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\ MPa$

$\sigma_{st} = 102.86 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348\ MPa$……. **La Condition est vérifiée.**

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{C28} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{39.95} = 0.025$

$$\sigma_{bc} = 0.025 \times 102.86 = 2.57\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 2.57\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$……**la Condition est vérifiée.**

❖ **En travée :**

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_t = 4.62\ cm^2$; $M_t = 29.65\ KN.m$; $d = 43\ cm$

β_1 est en fonction de : $\rho = 0.466$

$\left.\begin{matrix} K_1 = 33.45 \\ \beta_1 = 0.897 \end{matrix}\right\} \Longrightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$\sigma_{st} = \frac{29.65 \times 10^3}{0.913 \times 33 \times 4.62} = 213\ MPa$ Avec : $\bar{\sigma}_{st} = 348\ MPa$

$\sigma_{st} = 213\ MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348\ MPa$……. **La Condition est vérifiée**

Vérification de la contrainte dans le béton :

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ Avec :$K = 0.02$ç

$$\sigma_{bc} = 0.029 \times 213 = 6.37\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 6.37\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$……**…La Condition est vérifiée.**

b. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer. **(Article A.4.5, 32 du BAEL 91).**

c. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites **(BAEL 91/ Art. B.6.5,1) [14] :**

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$; $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$; $\frac{As}{bod} \leq \frac{4.2}{fe}$

D'où :

- $\frac{h}{L} = \frac{35}{640} = 0.055 > \frac{1}{16} = 0.0625$. **La condition est vérifiée**.
- $\frac{h}{L} = 0.055 > \frac{M}{10Mo} = \frac{10.45}{10x29.65} = 0.035$**La condition est vérifiée.**
- $\frac{A}{bod} = \frac{4.62}{30x33} = 0.05 < \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ **La condition est vérifiée.**

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée)

Chapitre IV

Modélisation de la structure.

IV-1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit, dont ETABS, ROBOT, SAP….etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS v9.6.

IV-2) Principes de la MEF:(méthode des éléments finis)

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour le cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites.

Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV-3) Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

1- la méthode statique équivalente.
2- la méthode d'analyse modale spectrale.
3- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après **l'article 4.1.2 du RPA99V2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique 02 groupe d'usage 02.

Pour la modélisation de notre projet on a utilisé la méthode dynamique (méthode d'analyse modale Spectrale).

IV-4) Description du logiciel ETABS :

ETABS **(EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS)** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Eurocode, UBC, ACI*...etc.). En plus de sa spécificité pour le

calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*,*SAP2000* et *SAFE*).

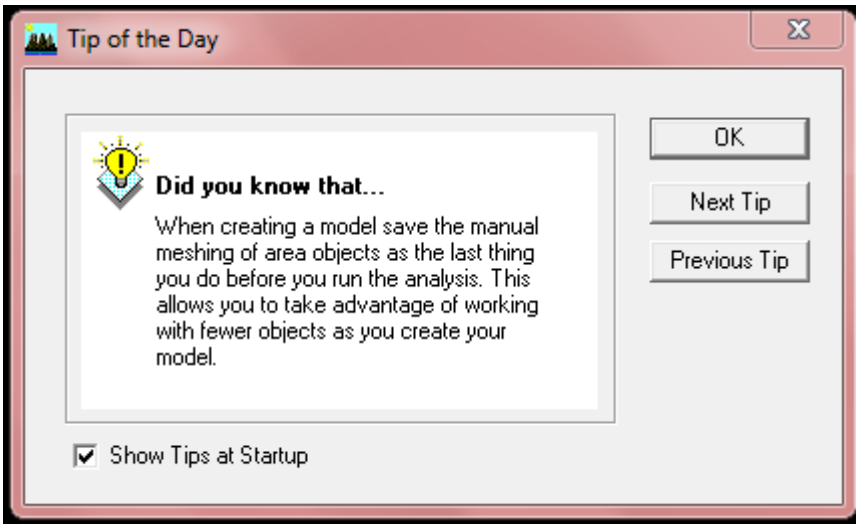
IV-5) Etapes de modélisation:

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

1) Introduction de la géométrie du modèle.
2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile…etc.).
4) affectation des éléments définis au model
5) Définition des charges statiques (G, Q).
6) Introduction du spectre de réponse (E) selon le ***RPA99 version2003***.
7) Définition de la charge sismique E.
8) Chargement des éléments.
9) Introduction des combinaisons d'actions.

Étape 01 : Introduction de la géométrie du modèle (unités, grilles, niveaux)

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser .



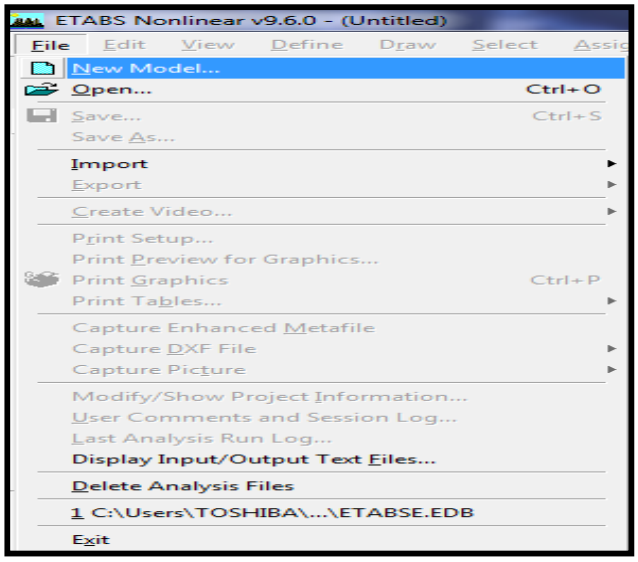
On clique sur **OK**.

a- Choix de l'unité :

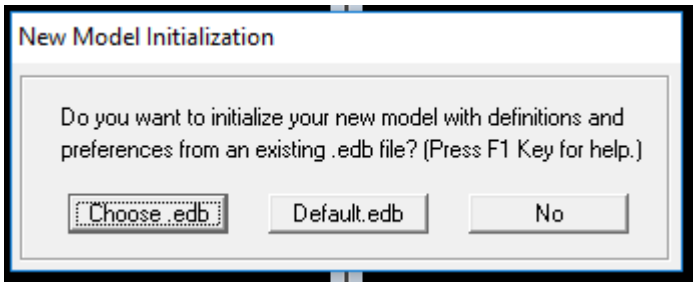
On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN.m qui sera notre unité de travail.

b- Géométrie de base:

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**



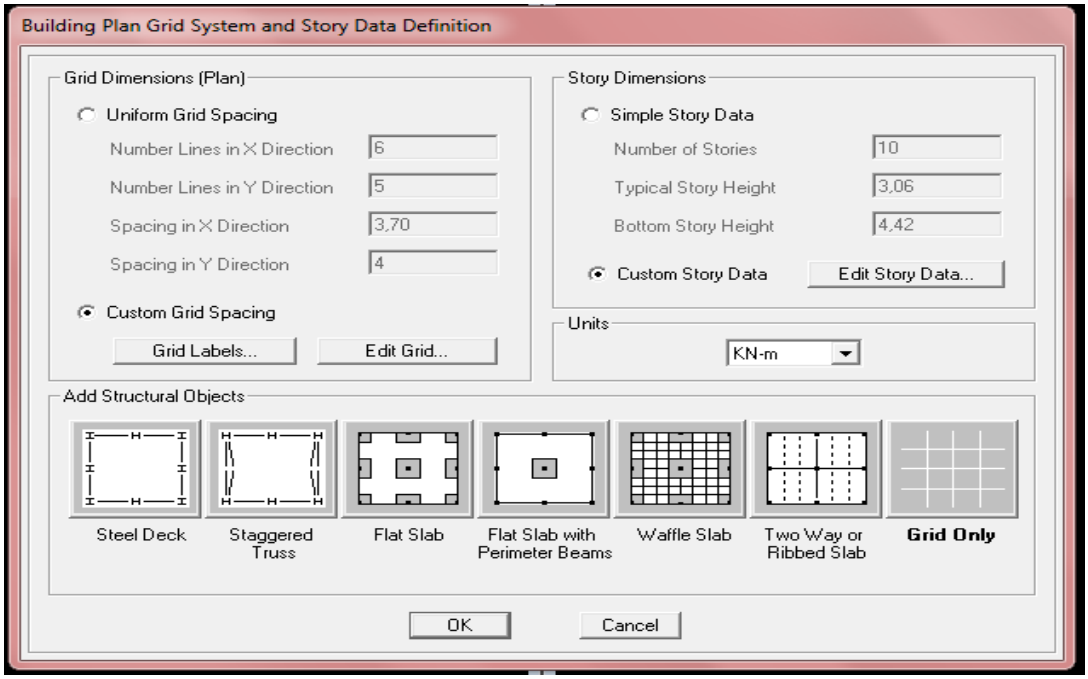
La fenêtre suivant s'ouvre et on clique sur **No**



- **« Choose. edb »** : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- **« Default. edb »** : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- **« No »**: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

La fenêtre qui va s'ouvrir alors permet d'introduire :

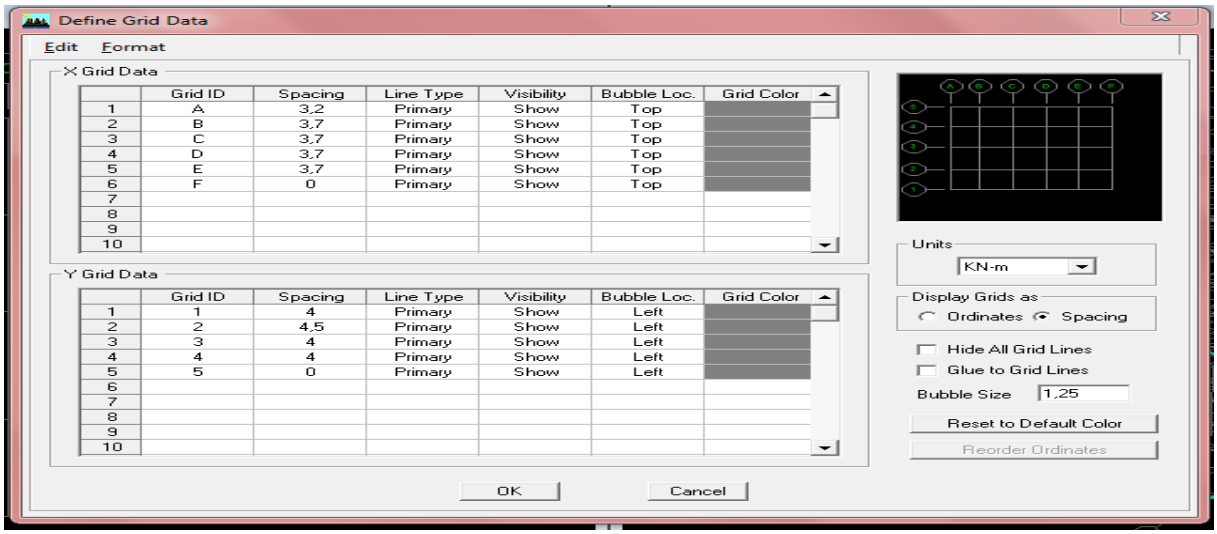
- Le nombre de lignes dans la direction X → Number lines in X direction ;
- Le nombre de lignes dans la direction Y → Number lines in Y direction ;
- Nombre de travées dans le sens de Y → Number of bays along Y ;
- Longueur de travée dans le sens de X entre axes → spacing in X direction ;
- Hauteur d'étage→ story height ;
- Le nombre d'étage→Number of stories ;
- La hauteur d'étage courant→ typical story hight ;
- La hauteur d'étage en bas →bottom story hight ;



c- Modification de la géométrie de base:

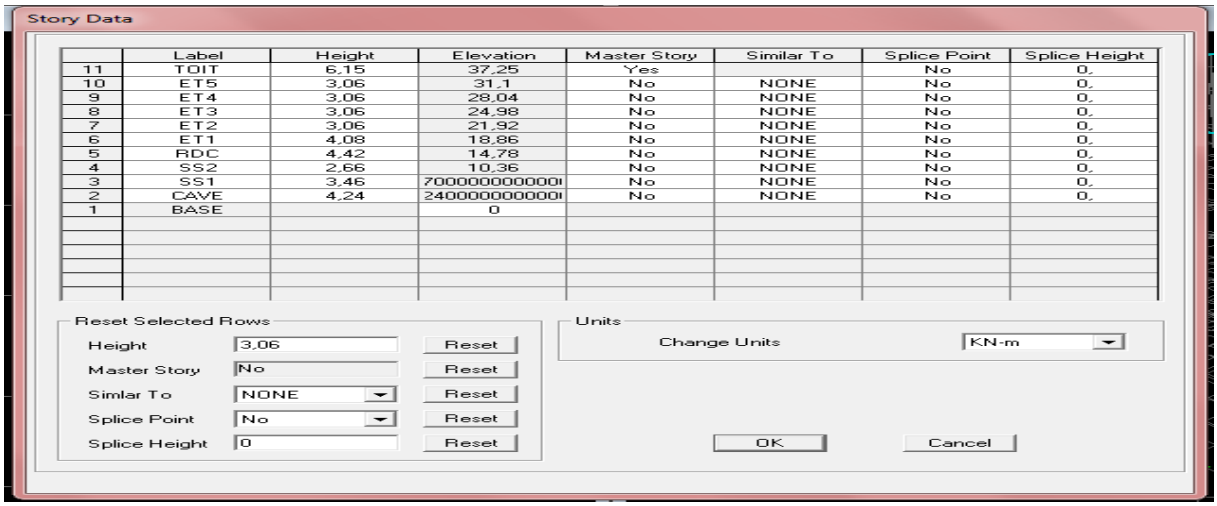
On clique sure **Custom Grid Spacing** ⟶ **Edit Grid** ⟶ **Spacing**

On introduit les distances des trames suivent X-X et Y-Y



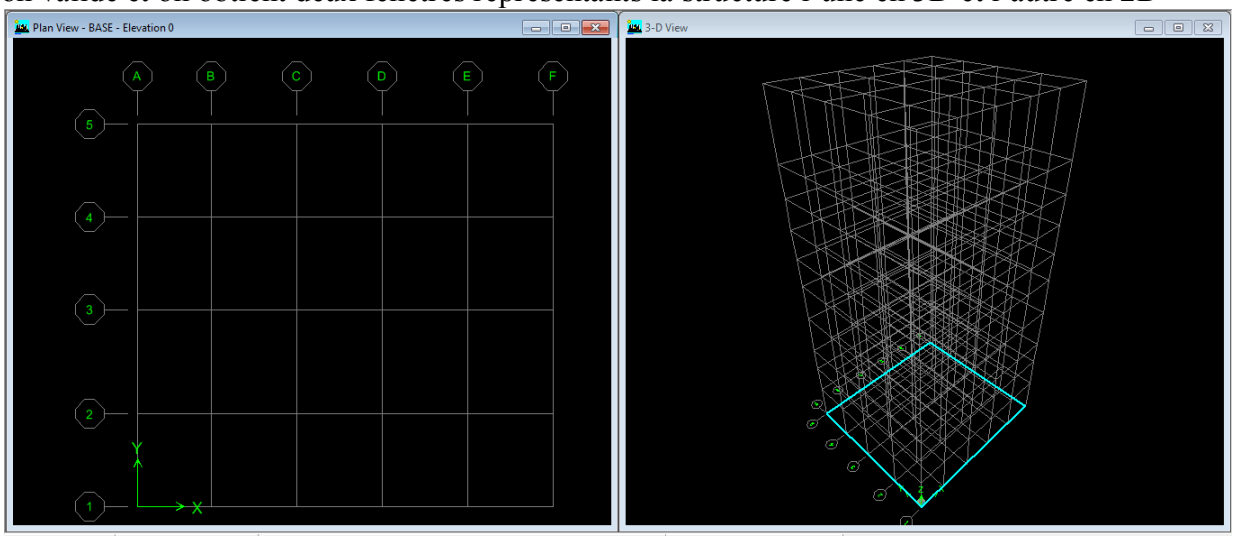
On clique sur OK .

On clique sur **Custom Story Data** ⟶ **Edit Story Data**



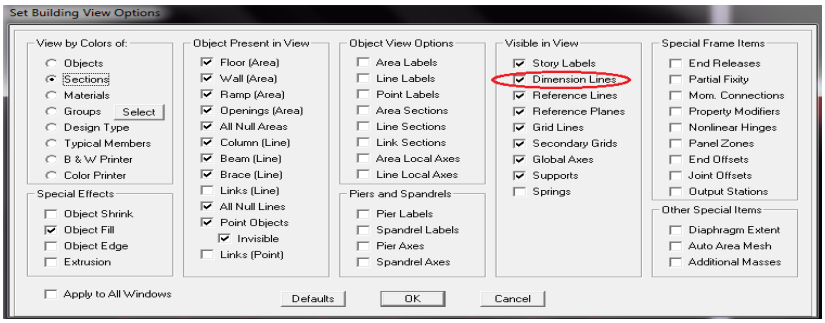
OK puis OK

Apres introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image, on valide et on obtient deux fenêtres représentants la structure l'une en 3D et l'autre en 2D



- ✓ **Et pour vérifier les dimensions :**

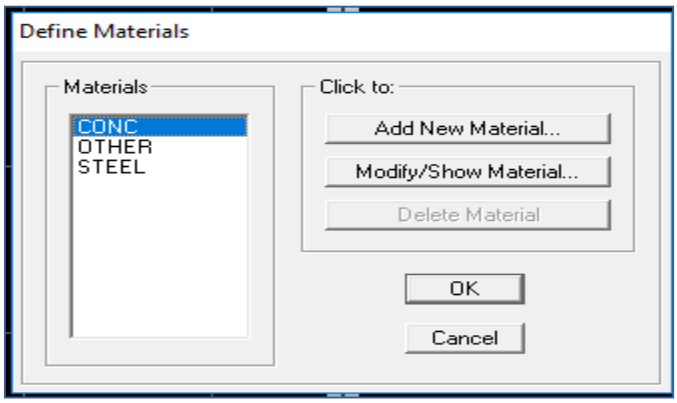
View→ set building view options

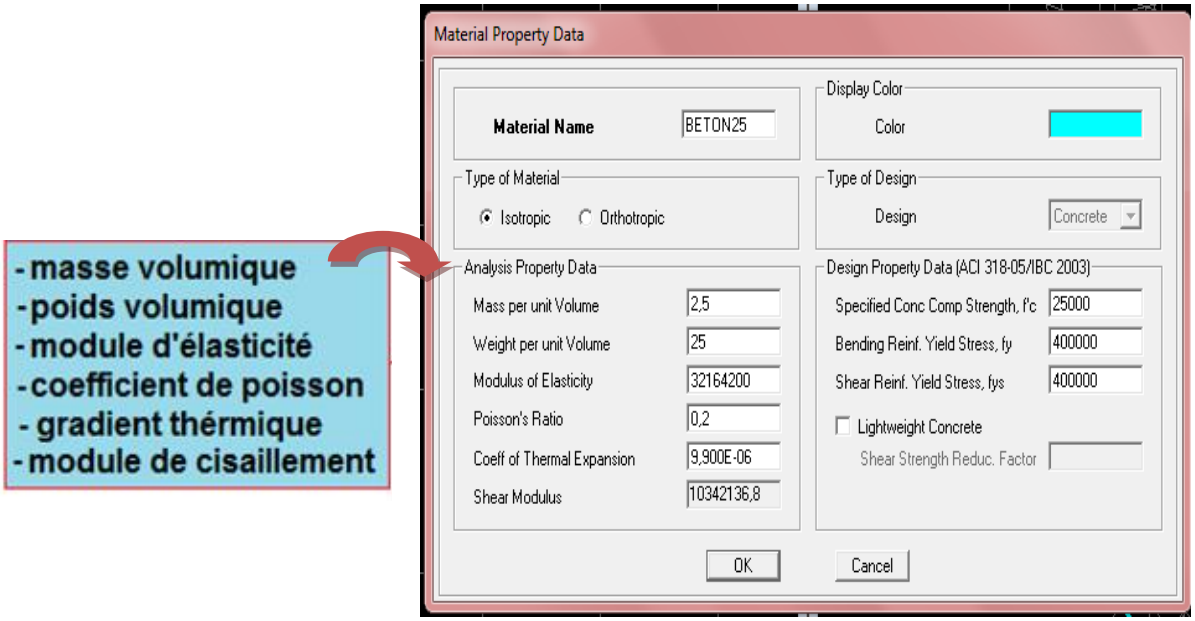


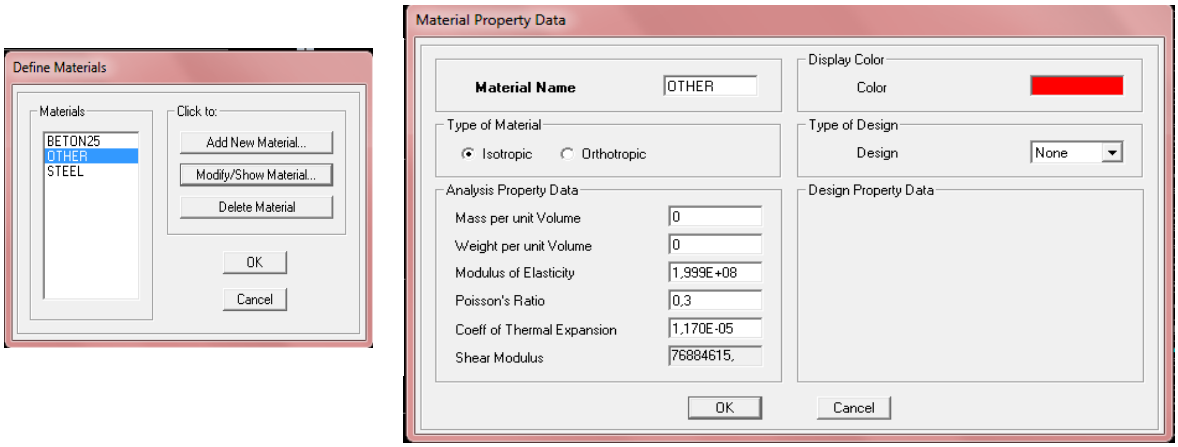
Étape 02 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux

Define → Materiales properties → CONC → Modify/Show Material







Étape03: Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile…etc) :

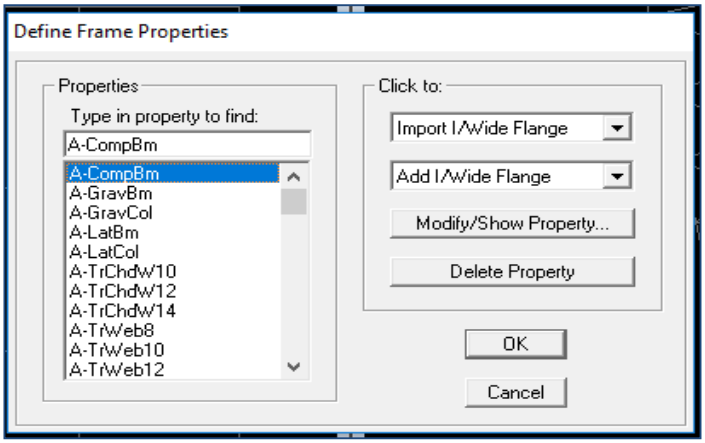
On va spécifiées ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométrique (les poutres principales et secondaire, les poteaux, les poutrelles, les dalles pleines et les voiles), qui sont en béton armé « conc ».

Les démarches à suivre sont:

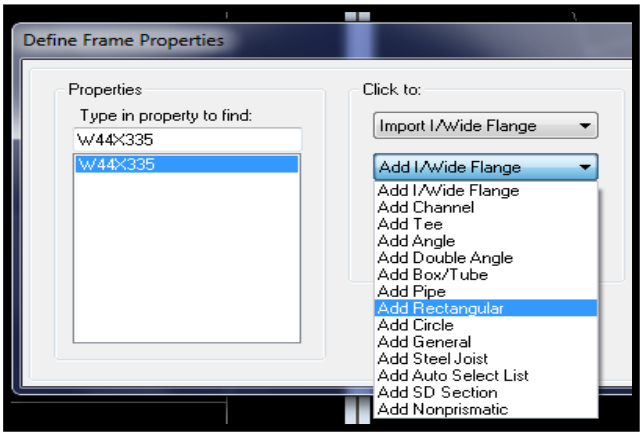
✓ **pour les poutres , les poteaux et les poutrelles :**

Define → frame sections ou ( )

Icône properties → on sélection tout →delete property



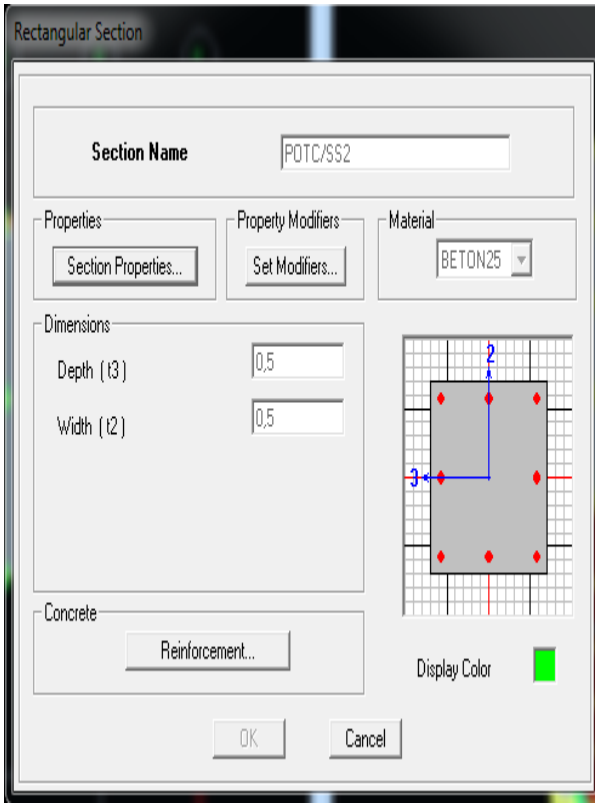
Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux, et pour les poutrelles « add Tee ».

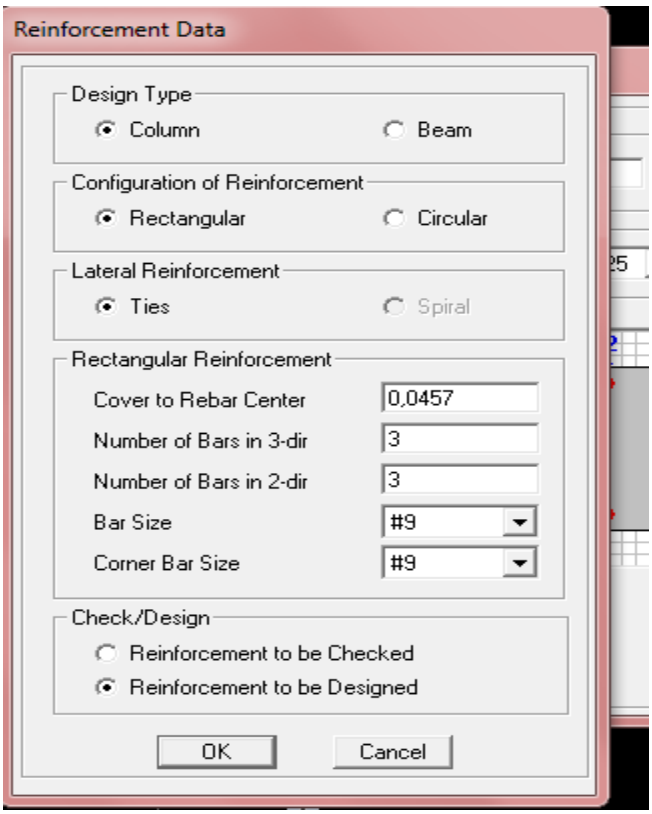


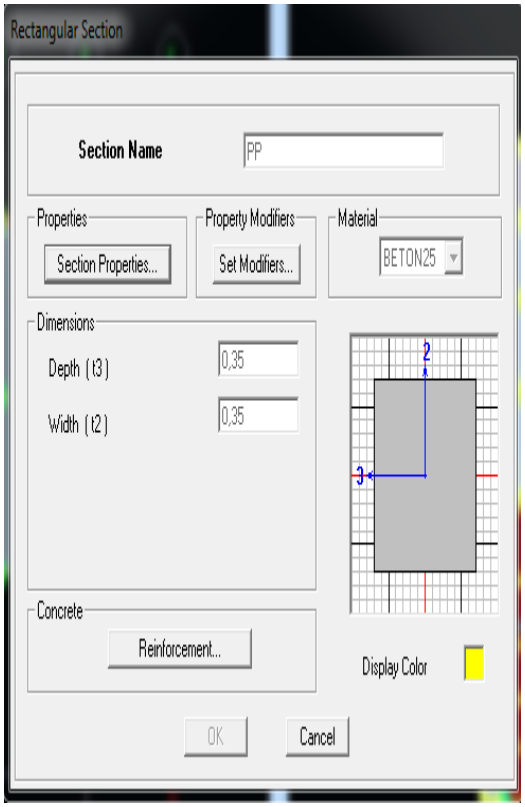
Remarque : dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifie : **pour les poteaux → column, et pour les poutres → Beam,**

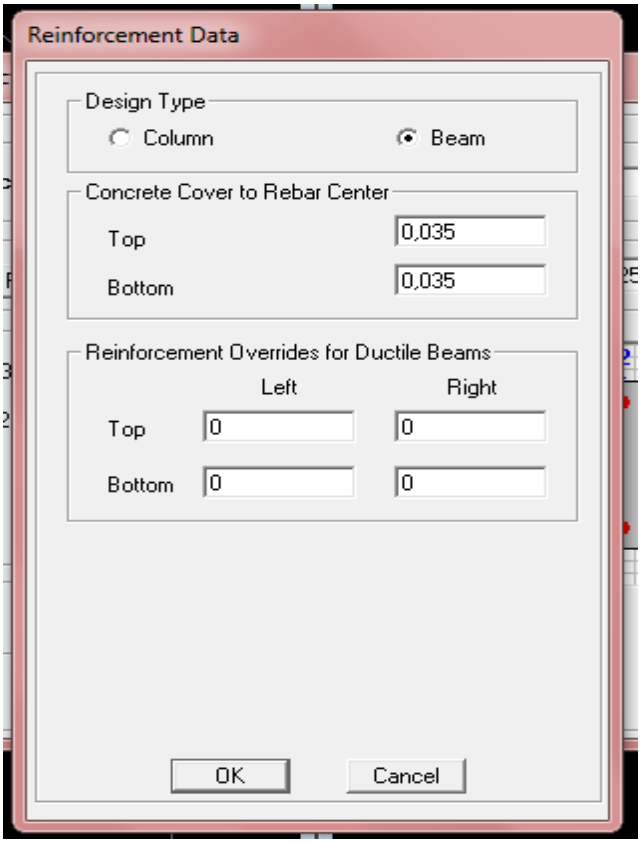
La fenêtre si dessous vas s'afficher et les valeurs à introduire vari selon que se sois des

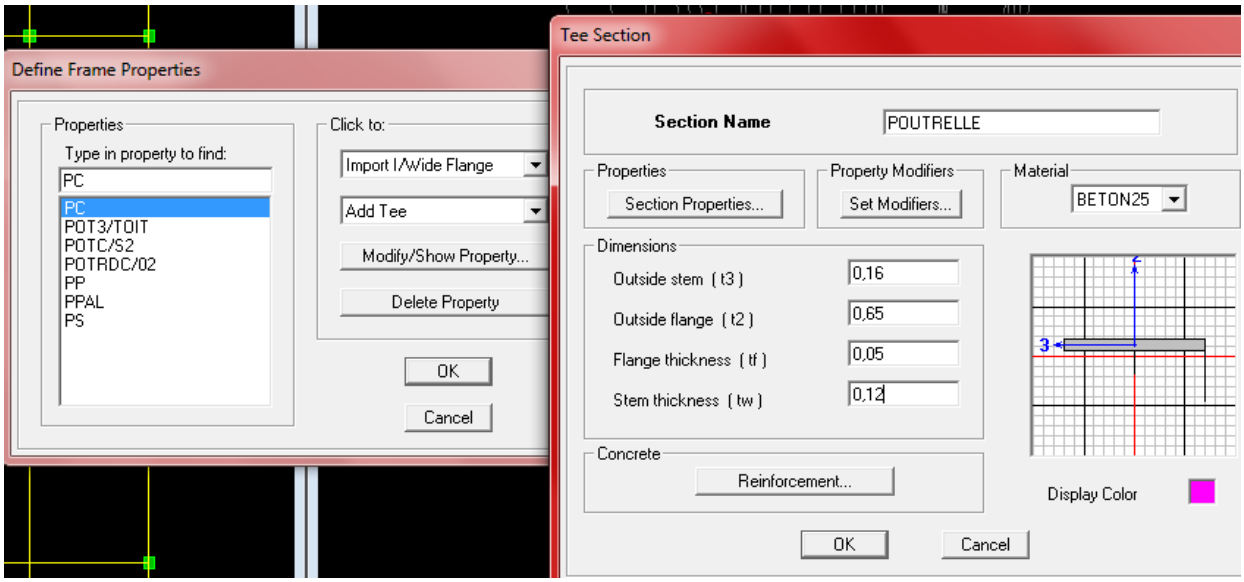
- Poutres principales 35x35cm^2 (PP)
- Poutre secondaire 35x30 cm^2(PS)
- Poutres de chainage 20x30 cm^2(PC)
- Poutre palière 35x30 cm² (PPAL)
- Poteaux 50x50 cm^2($P_{C/SS1}$)
- Poteaux 45x45 cm^2 ($P_{RDC/02}$)
- Poteaux 40x40 cm^2($P_{03/TOIT}$)


Rectangular Section
Section Name
POTC/SS2
Properties
Section Properties...
Property Modifiers
Set Modifiers...
Material
BETON25
Dimensions
Depth (t3)
0,5
Width (t2)
0,5
Concrete
Reinforcement...
Display Color
OK
Cancel

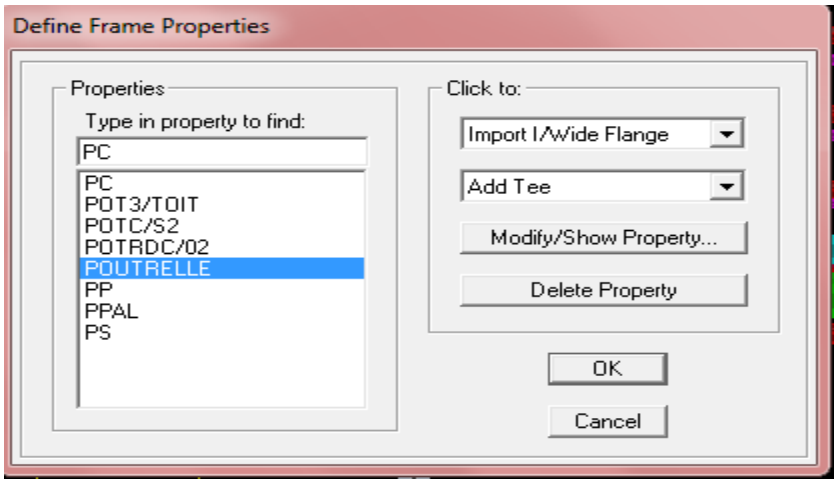

Reinforcement Data
Design Type
Column
Beam
Configuration of Reinforcement
Rectangular
Circular
Lateral Reinforcement
Ties
Spiral
Rectangular Reinforcement
Cover to Rebar Center
0,0457
Number of Bars in 3-dir
3
Number of Bars in 2-dir
3
Bar Size
#9
Corner Bar Size
#9
Check/Design
Reinforcement to be Checked
Reinforcement to be Designed
OK
Cancel


Rectangular Section
Section Name
PP
Properties
Section Properties...
Property Modifiers
Set Modifiers...
Material
BETON25
Dimensions
Depth (t3)
0,35
Width (t2)
0,35
Concrete
Reinforcement...
Display Color
OK
Cancel


Reinforcement Data
Design Type
Column
Beam
Concrete Cover to Rebar Center
Top
0,035
Bottom
0,035
Reinforcement Overrides for Ductile Beams
Left
Right
Top
0
0
Bottom
0
0
OK
Cancel



A la fin on aura :



- ✓ **pour les voiles et les dalles pleines :**

Define → wall/ slab/ deck sections, ou ( )

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Elément shells : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles. Les sections de cet élément sont définies par l'épaisseur.

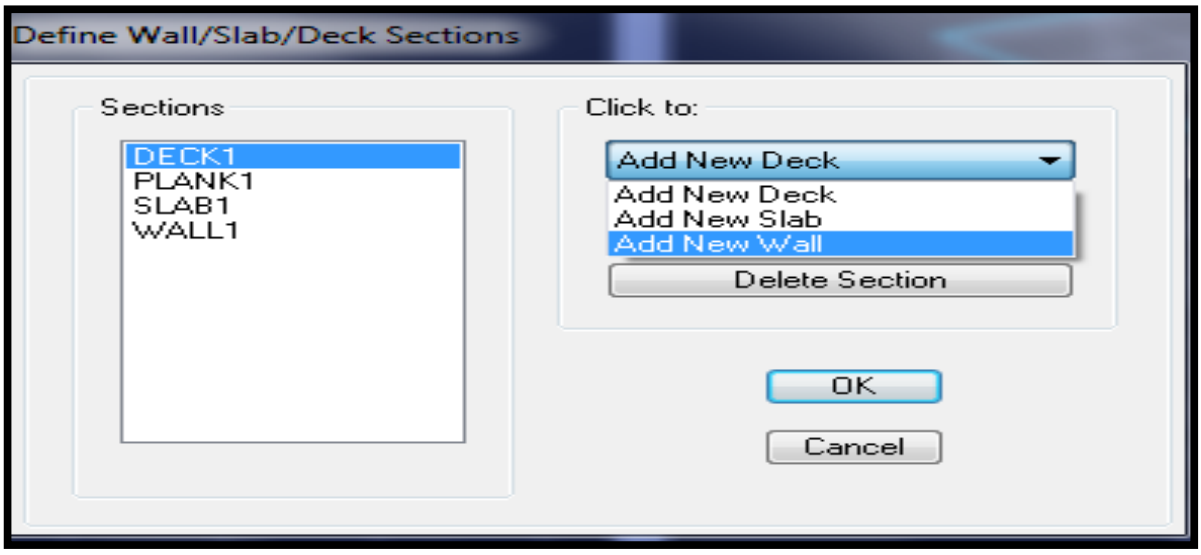
Elément membrane : il est utilisé pour les éléments minces.

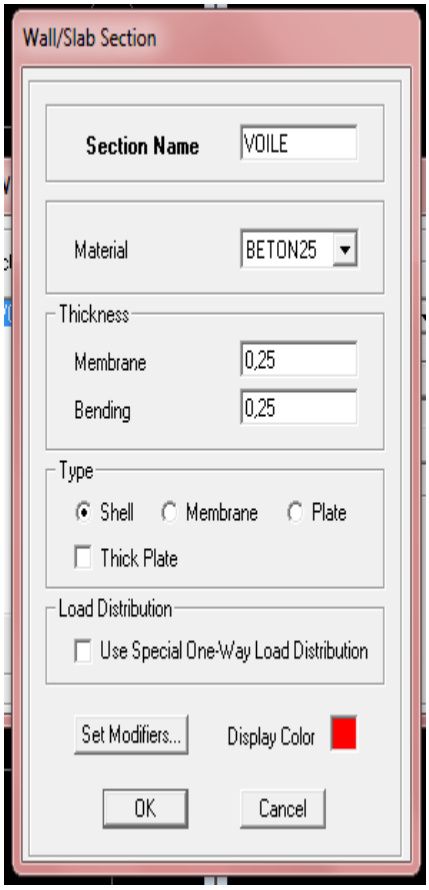
Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

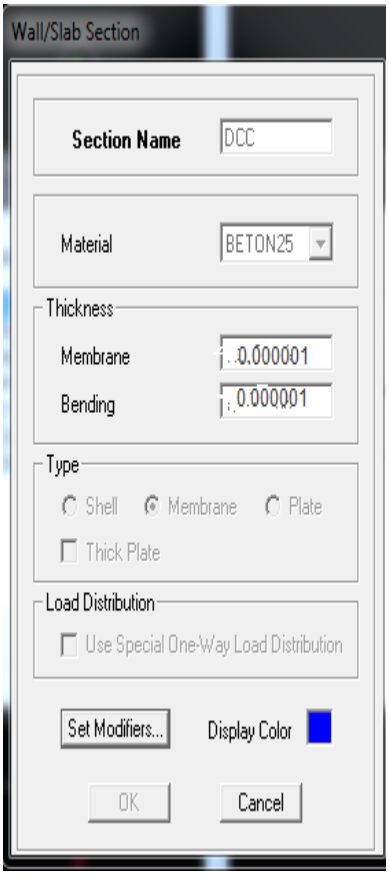
SLAB= Dalles

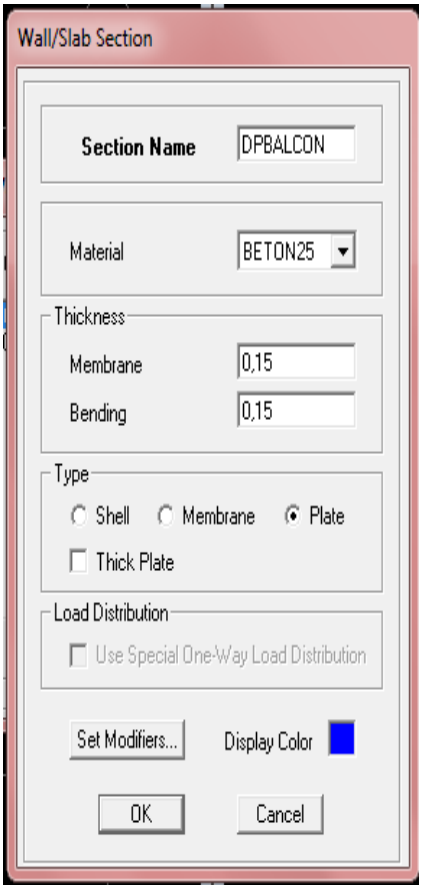
WALL = Voiles

DECK= Plancher Collaborant

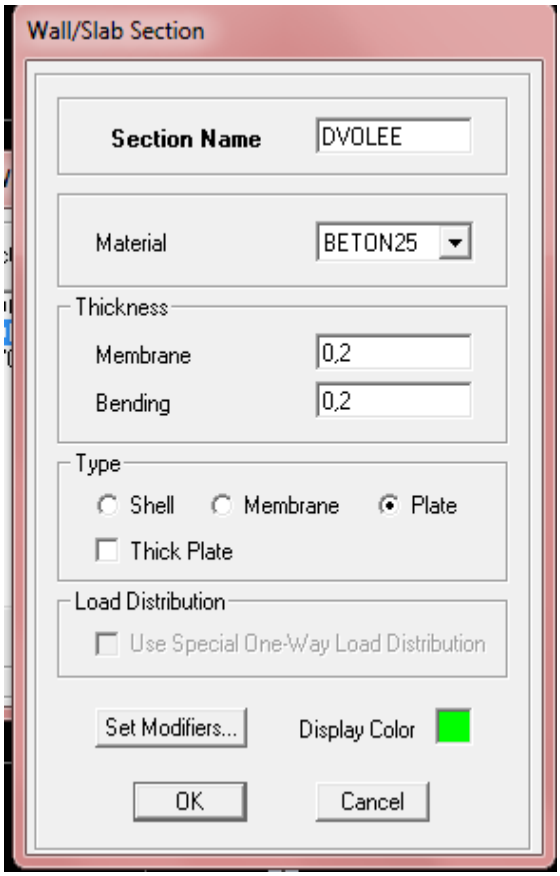




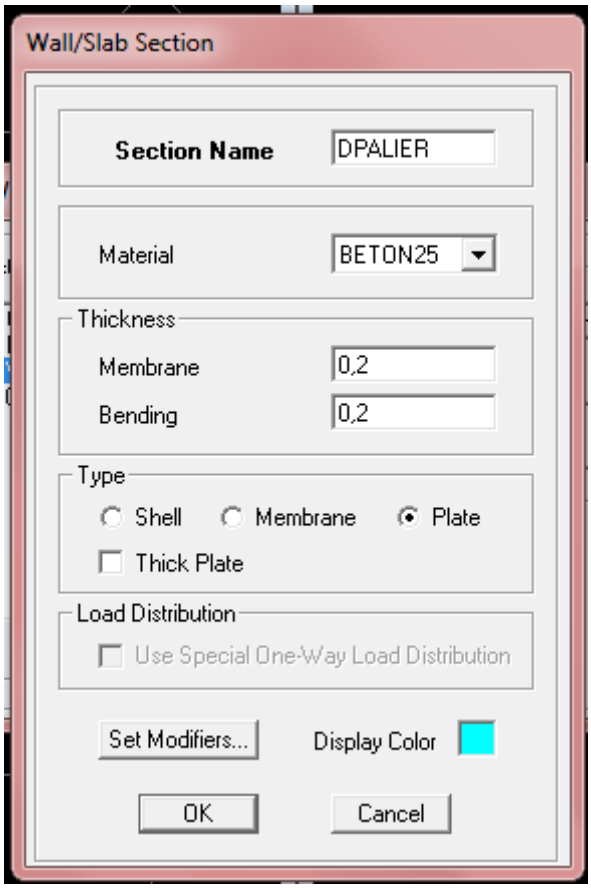




Dimensionnement des voiles | Dimensionnement des dalles corps creus | Dimensionnement des dalles pleines

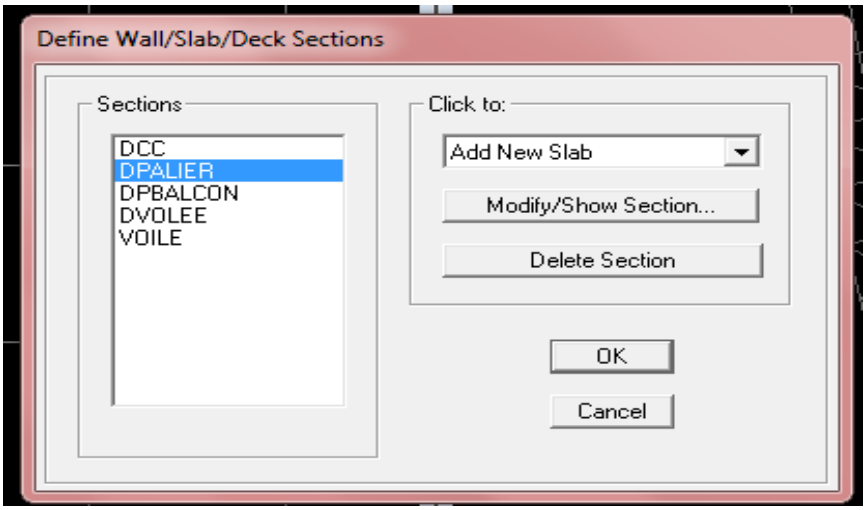


Dimensionnement des dalles volées



Dimensionnement des dalles paliers

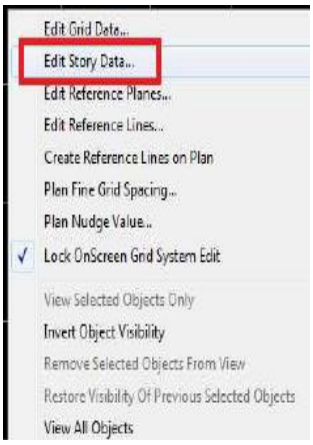
Apres avoir fini la définition de tout les éléments on aura :

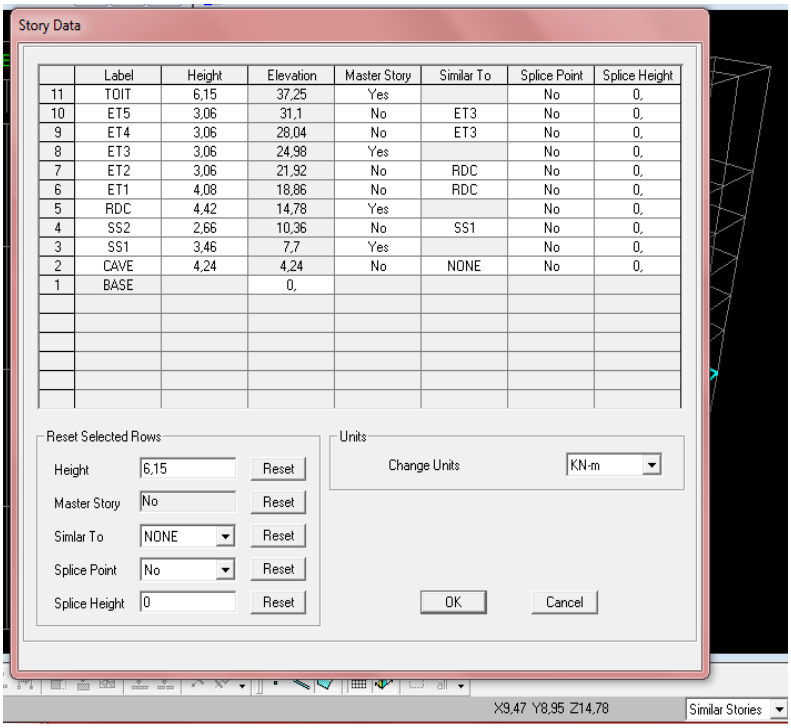


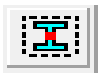
OK puis OK.

Etape 04: affectation des éléments défini au model:

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :



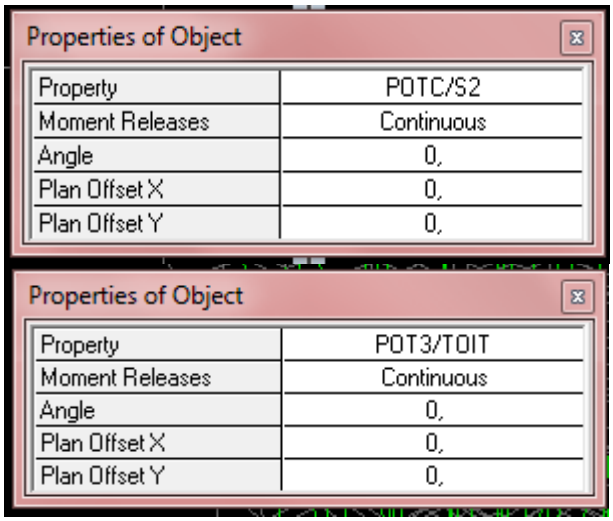


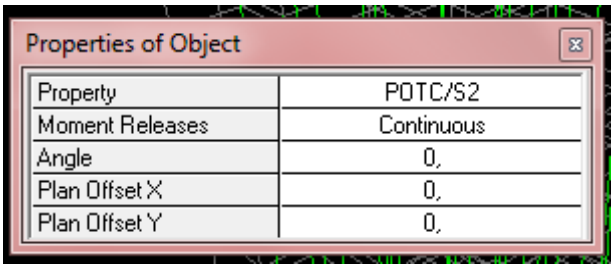
- ***Pour les poteaux*** 

Une boite de dialogue apparait et on selectionne dans **Property of Object** letype de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

- Cave ss01 et ss02 :50x50 cm^2
- RDC etage01 et etage02 :45x45 cm^2
- Etage 03,04,05 et toit :40x40 cm^2

On place les poteaux dons leur place conformément au plan d'architecte





- ***Pour les poutres***

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	TOIT	6,15	37,25	Yes		No	0,
10	ET5	3,06	31,1	No	RDC	No	0,
9	ET4	3,06	28,04	No	RDC	No	0,
8	ET3	3,06	24,98	No	RDC	No	0,
7	ET2	3,06	21,92	No	RDC	No	0,
6	ET1	4,08	18,86	No	RDC	No	0,
5	RDC	4,42	14,78	Yes		No	0,
4	SS2	2,66	10,36	No	SS1	No	0,
3	SS1	3,46	7,7	Yes		No	0,
2	CAVE	4,24	4,24	No	NONE	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height 6,15 Reset

Master Story No Reset

Simlar To NONE Reset

Splice Point No Reset

Splice Height 0 Reset

Units

Change Units KN-m

OK Cancel

X13,80 Y10,39 Z4,24 Similar Stories GLOE

ON clique sur

Une boite de dialogue apparait et on selectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placr

- Poutre secondaire 35x30
- Poutre praincipale 35x35

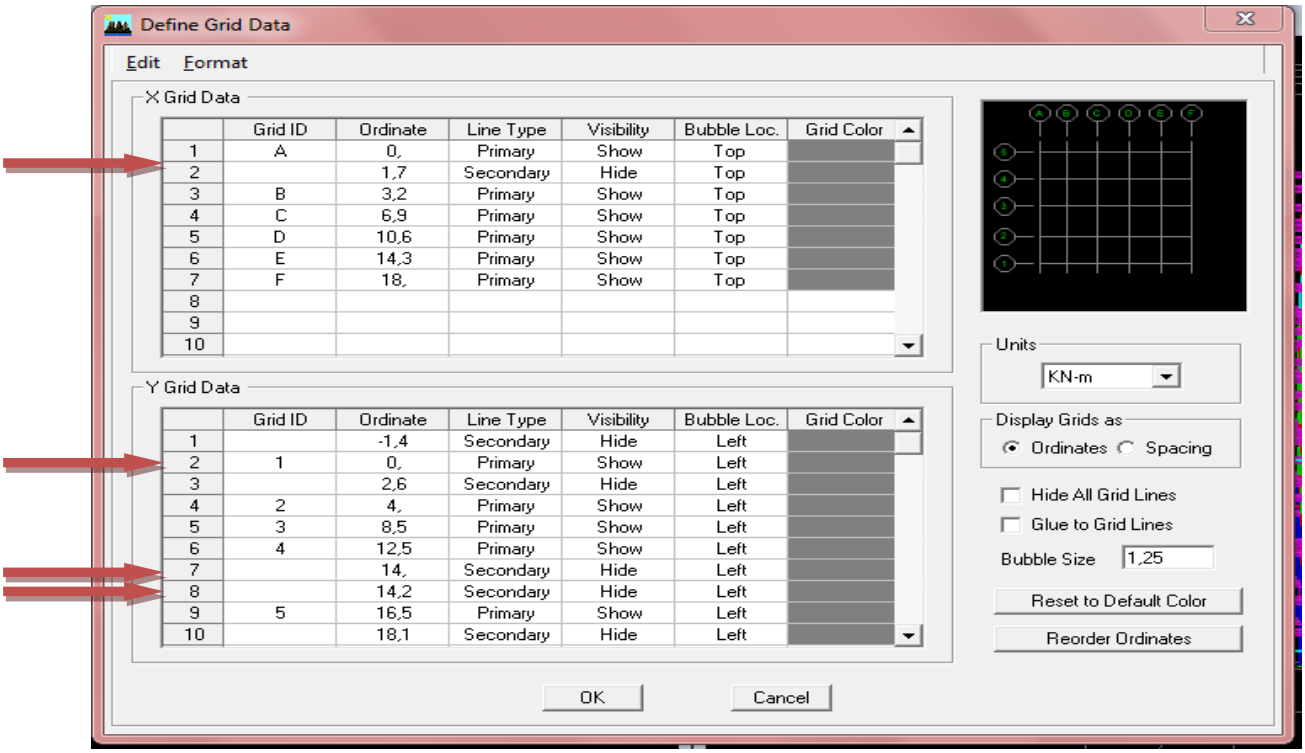
Properties of Object

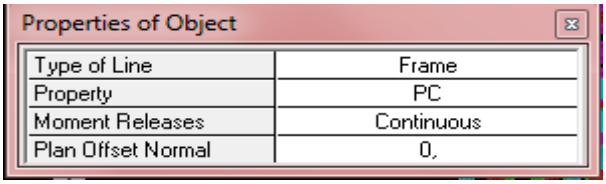
Type of Line	Frame
Property	PP
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0,

Properties of Object

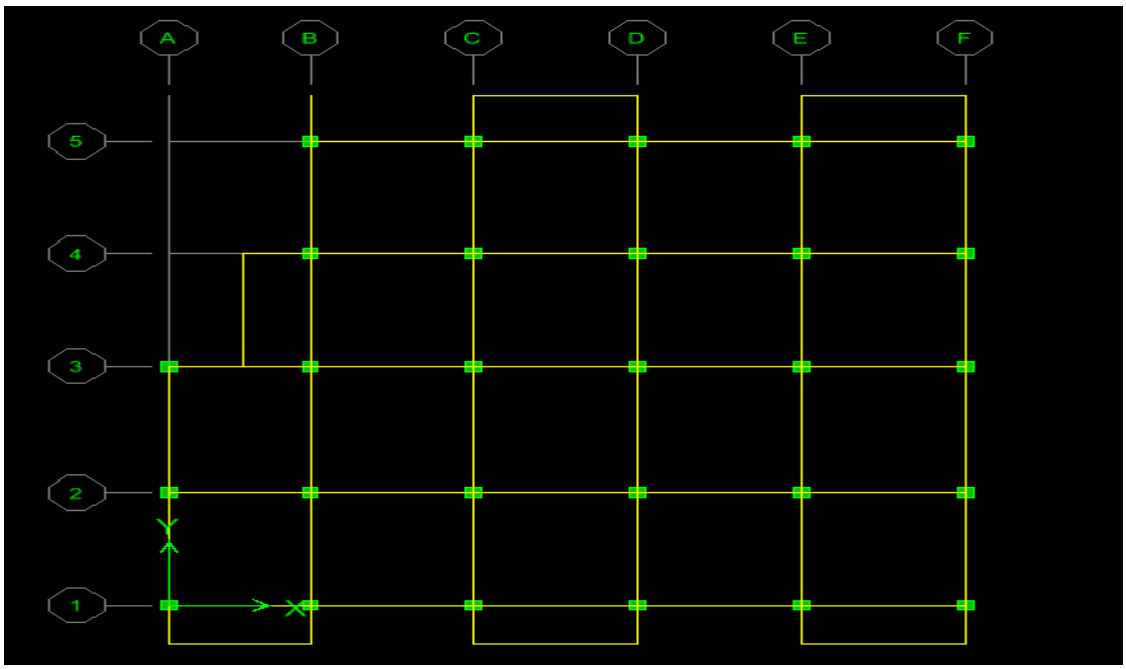
Type of Line	Frame
Property	PS
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0,

Et pour dessiner les poutres de chainages on cree d'abord les lignes secondaires.

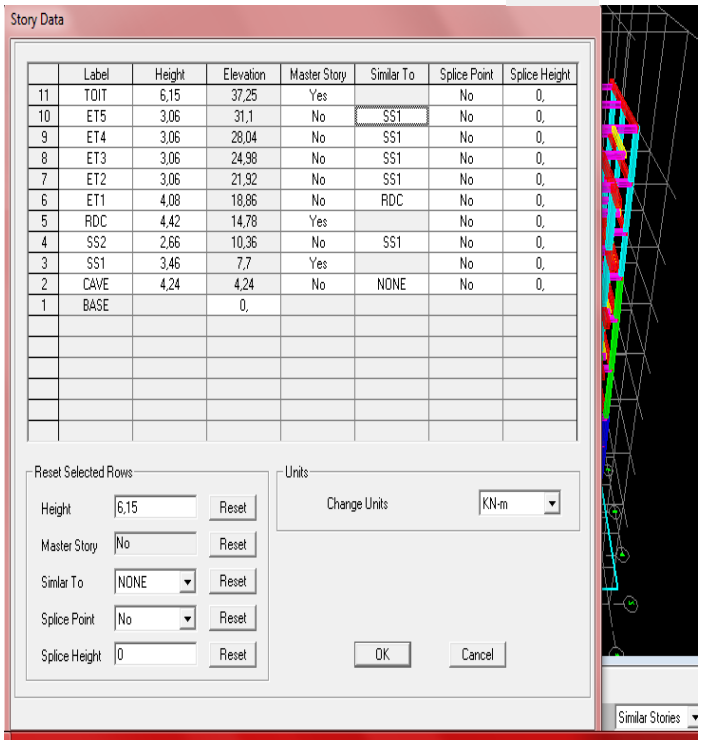


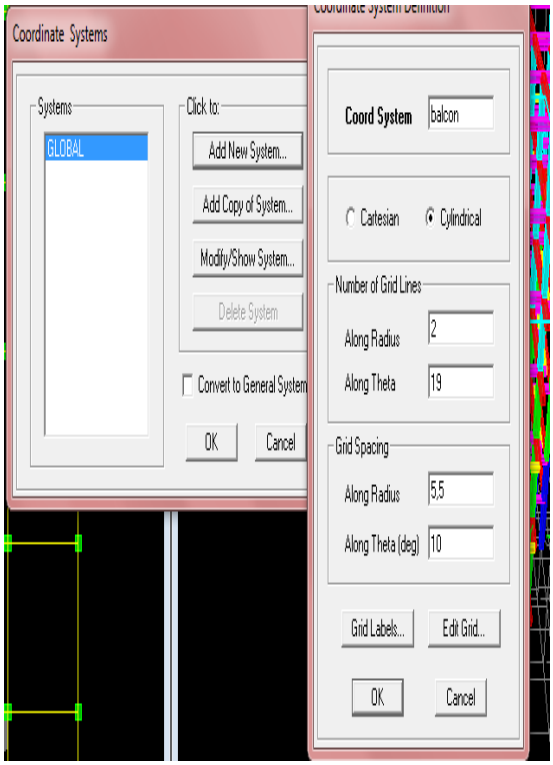


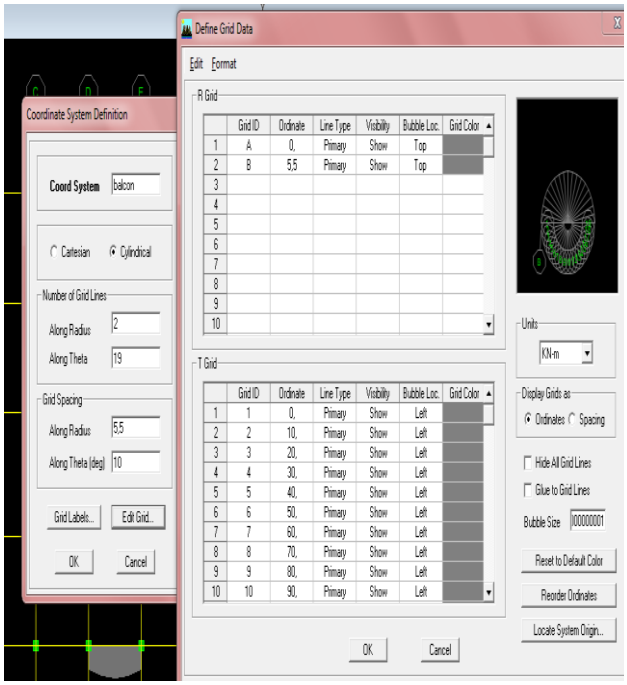
Exemple : Etages 02

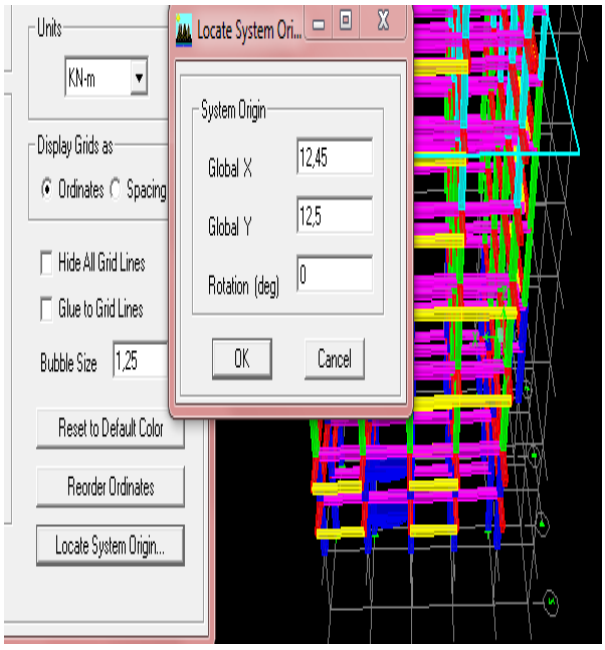


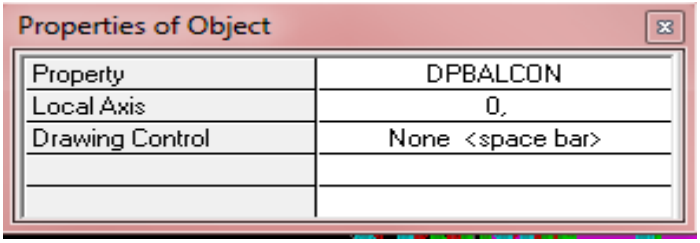
- Pour les balcons rectillinge





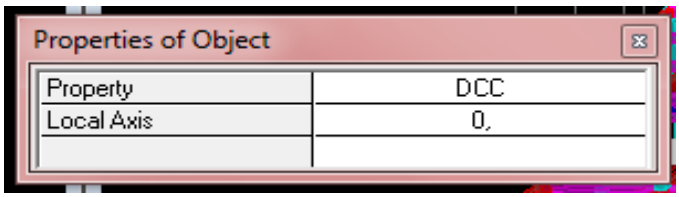




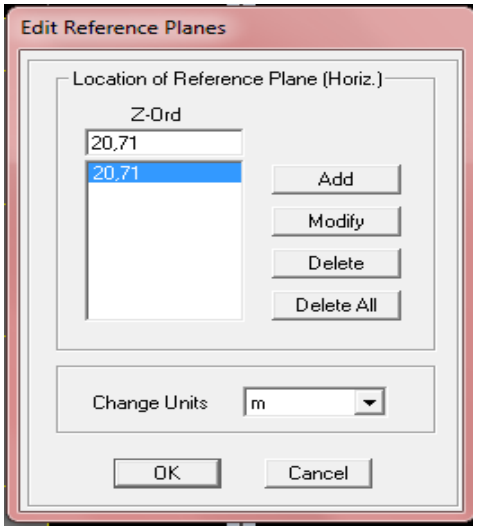


- **Les dalles en corp creux :**

Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas , ou create areas at clicks .



- **Les escaliers :**



Exemple des escaliers de l'étage 02 vers 05

On crée les lignes secondaires par rapport à X et Y et Z

X1=1.45m X2=1.77m Y=4.4m

Et pour Z : avec le bouton droit de la souris sur un vide, on choisie édit référence planes.

On introduit la valeur et on clic sur Add.Puis OK.

Sur la 2D on se déplace sur l'élévation 20.71

Puis on dessine la poutre palière

et le palier de repos

Pour dessiner les volées on utilise la commande

On se déplace vers l'étage 01 on dessine les deux premier point, on monte vers le niveau 20.71 on rajoute les deux autres point. (Dessin de la première volée)

Et on refait les même étapes avec la deuxième volée ou on dessine les deux premier point au niveau 20.71 et on monte vers l'étage 02 on rajoute les deux autres.

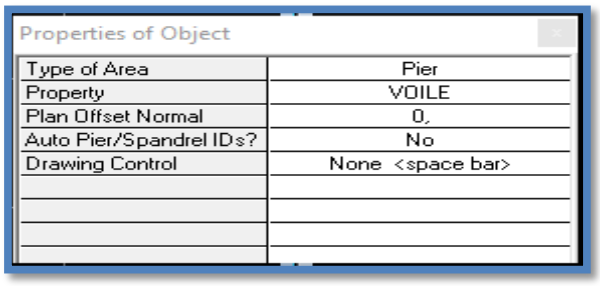
- Pour les escaliers des étages 03, 04 ,05 il suffit de copier ceux de l'étage 02.

Pour cela :

-sélectionner le palier et les deux volées ainsi que la poutre palière.-la commande édit replicate ⟹ de l'étage 03 vers étage 05.⟹ OK.

- **les voiles**

Dans la boite de dialogue qui apparaît-on sélectionne dans **Property VOILE**



On se positionne sur la traves ou le voile devra être placé et on clique avec le bouton gauche et le voile serra positionné.

Remarque :

- Quand on modélise les voiles on doit modélisée leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme des voiles avec le dimensionnement des poteaux.
- Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir ainsi on:
  - ✓ Les sélectionnons.
  - ✓ ramenant l'instruction suivant :
    Assing→ Shelle/ Area→ Pier Label.

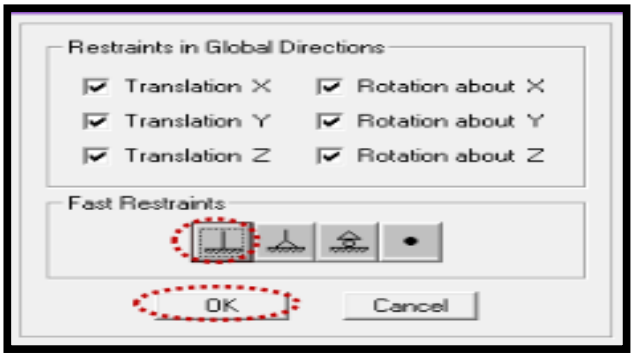
- **Définition des appuis :**

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'etabs on :

- sélectionne les nœuds à la base.

- Ramenant l'instruction suivante :

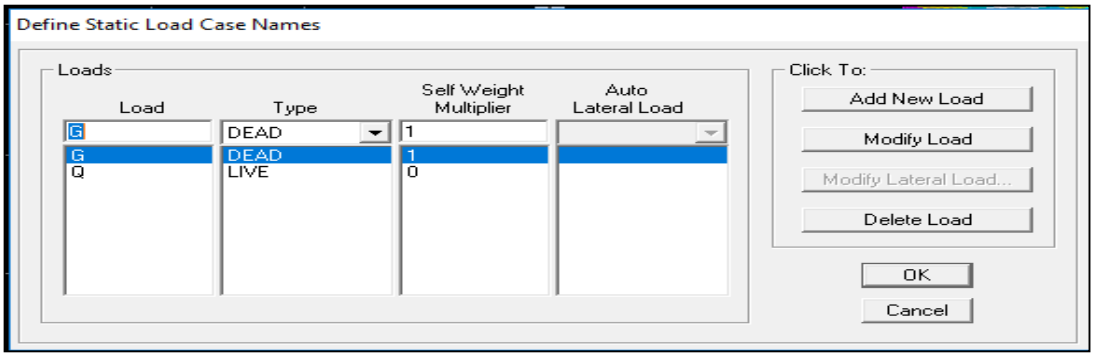
-Assing→ joint/ point→ restreints.



IV-6 : Chargement :

1) Définition des charges statiques (G, Q).

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) pour les définir on clique sur , au bien **Define** ⟶ **StaticLoad Cases**

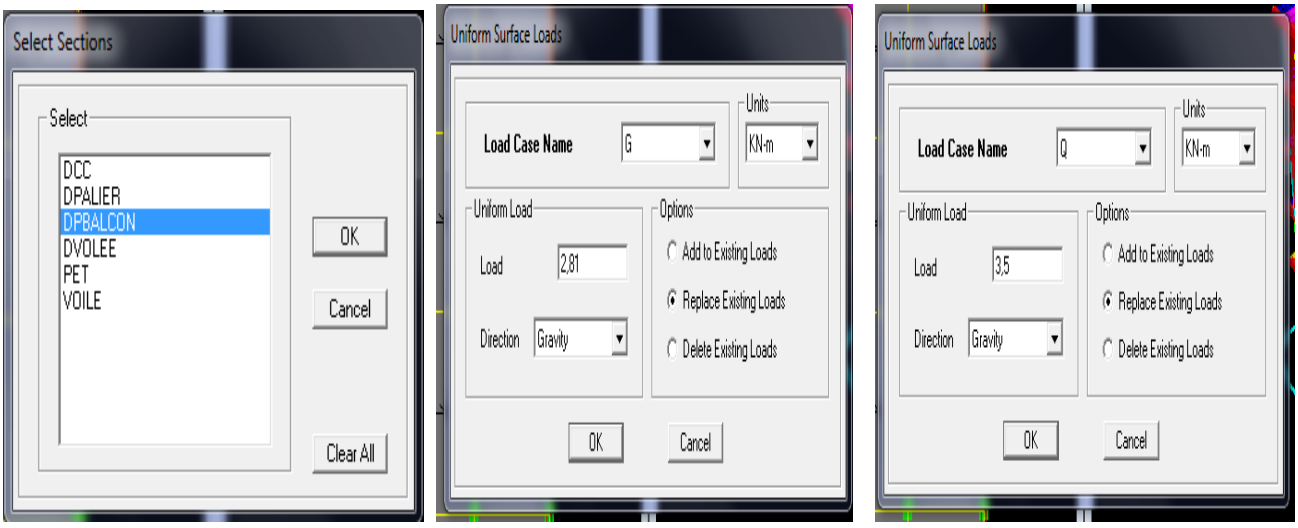


2) Introduction des charges :

- **Pour les dalles pleines :**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m^2 selon les axes locaux ou globaux.
Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalle pleine. Et pour les introduire:

-on sélection les dalles.(balcon)
-Assing→ Shelle/ Area Loads→ Uniform.



Attention : pour les charges permanente des dalles pleines on enlève leurs poids propres : $G_{dalle}=\rho_{béton}$* epbalcon.

On fait la même chose pour les volées et les paliers des escaliers.
Et aussi pour les plancher en corp creux.

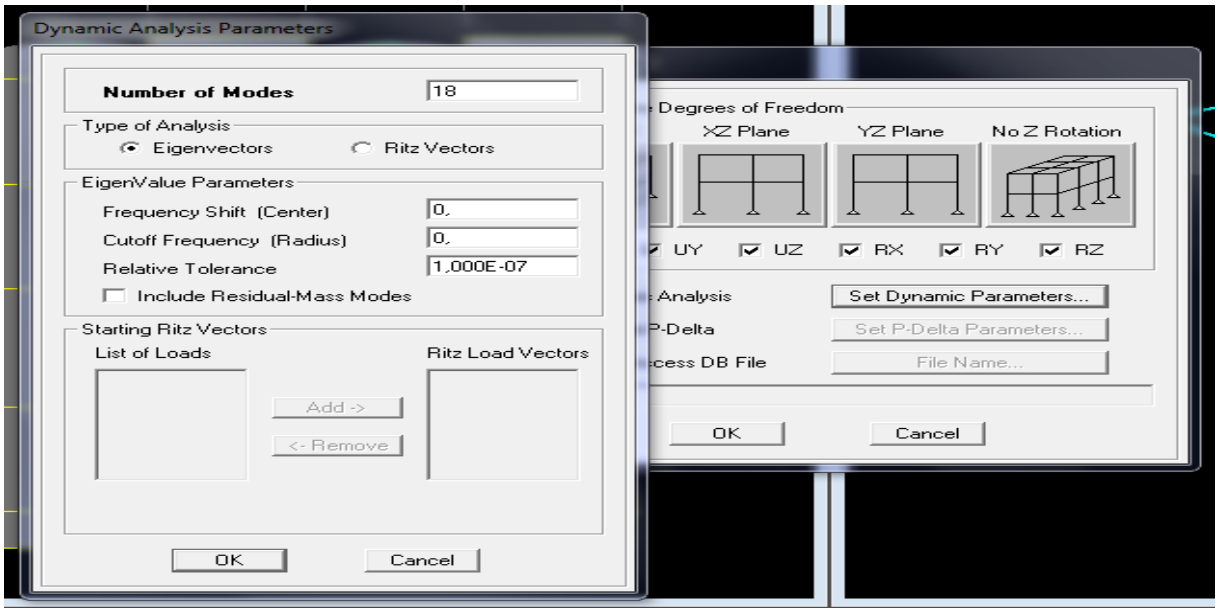
3) Définitions des options de calculs:

- **Analyses modales :artc 4.3.4.b page 46**

Analyse ⟶ set analyses options ⟶ set dyn paramètres

Pour le nombre de mode :

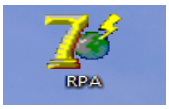
3 (degrés de libertés)* N=6 (nombre de niveaux a partir du niveau 0.00)

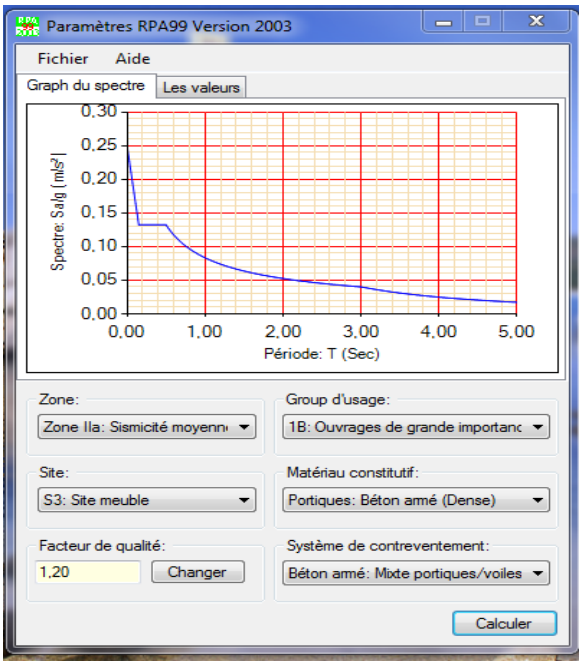


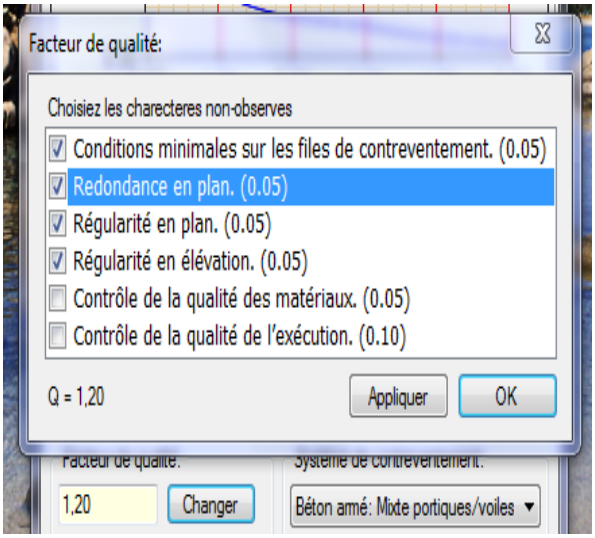
- **Charges sismiques : artc 4.3 et 4.4**

On utilise METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE car elle est sans condition.

Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003. La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99
On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône







On introduit les données dans leurs cases respectives:

- Zone II_a: zone de moyenne sismicité (T.0)
- Groupe d'usage 1B: importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m
- Classification des sites d'implantation S_3: site meuble
- Classification des systèmes de contreventement

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calcules par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est fait en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le coefficient de comportement correspond, est fixé en fonction de la natures des matériaux constitutifs et du type de construction des possibilités de redistribution d'effort dans la structure.

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales .On considère que la sollicitation horizontale est repris par les voiles et les portiques R=5.

- Facteur de qualité

$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + (p_{1+}\, p_{2+} p_{3+} p_{4+} p_{5+} p_6)$ (Art4-4 RPA 99 version 2003)

AvecP_q: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est ‘’satisfait’’ ou ‘’non’’ sa valeur est donnée dans le tableau si dessous:

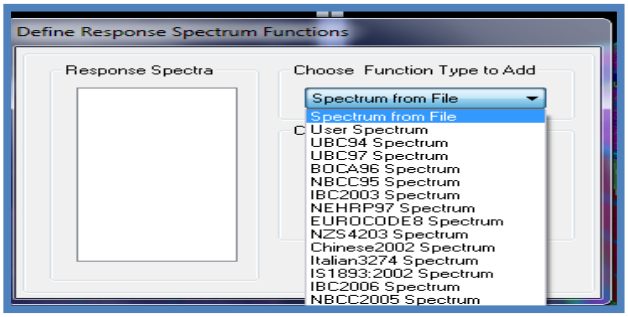
Critère q	Observé	Pq
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
2-Redondance en plan	non	0.05
3-Régularité en plan	non	0.05
4-Régularité en élévation	non	0.05
5-Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
TOTAL		**1.20**

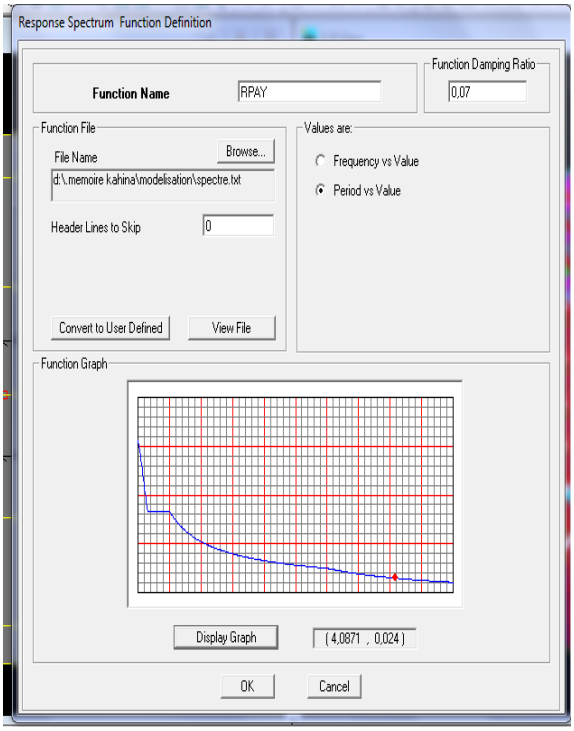
Tableau IV.1: critère de qualité « q »

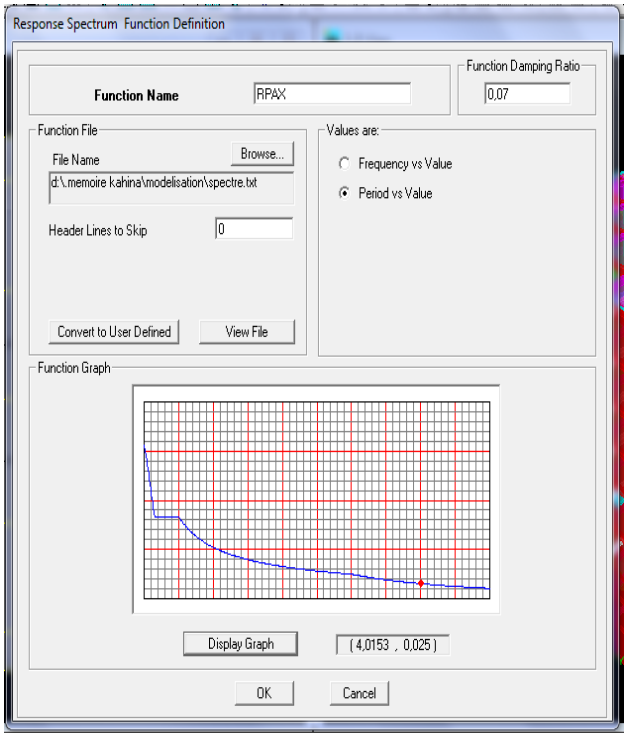
On clique sur **Text** puis sur Enregistrer et on lui choisit un emplacement de sauvegarde

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur

Define ⟶ Response Spectrum Function ⟶ Spectrum from file



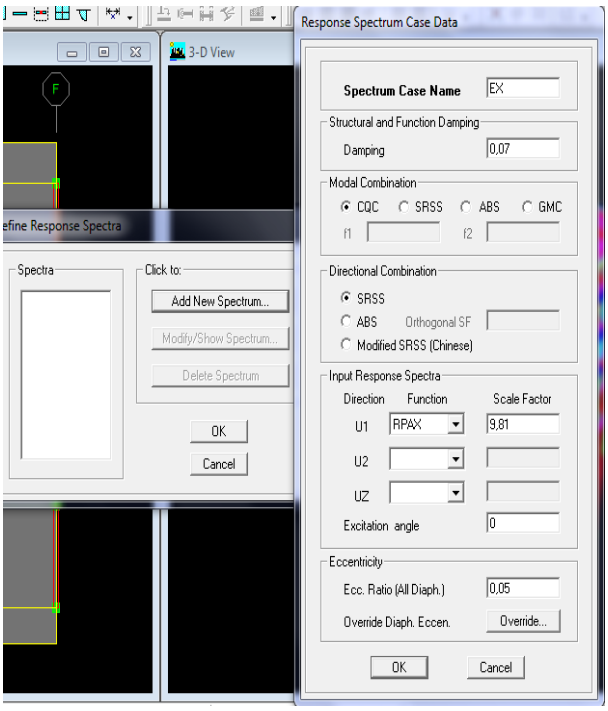


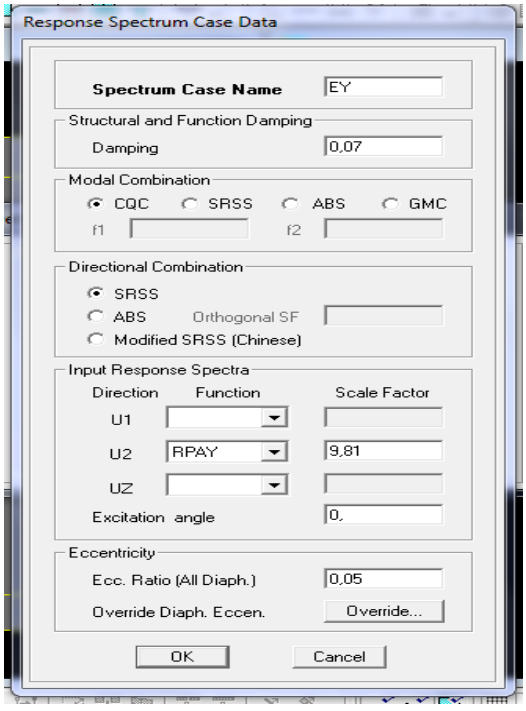


- **Charge sismique :**

Define→ Response Spectrum cases

Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.





- **Définition de la masse sismique**

Masse source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposées concentrée en leur centre de masse

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $\mathbf{W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}}$ (Formule 4-5 RPA99version 2003)

Avec :

W: poids dû aux charges permanentes

W_i : poids de l'étage i

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

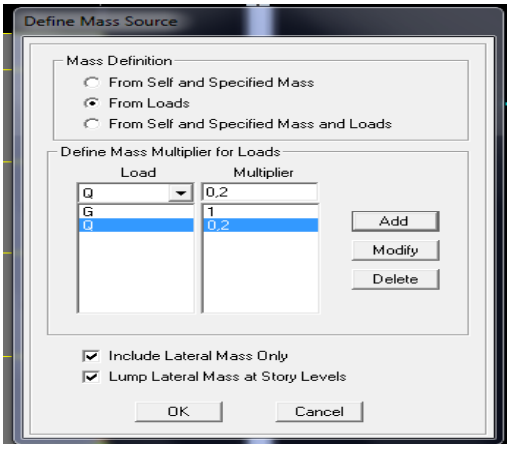
Dans notre cas l'ouvrage est à usage d'habitation donc β =0.2

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau IV.2: Valeurs du coefficient de pondération β

On introduit ces masses dans *ETABS* en passe par si étape

Define ⟶ **Masse source**
⟶ **from *Loads***



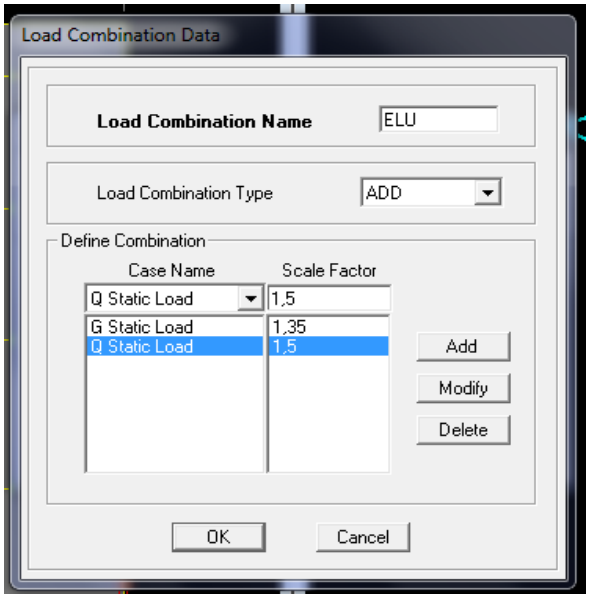
- **Introduction des combinaisons d'actions** :

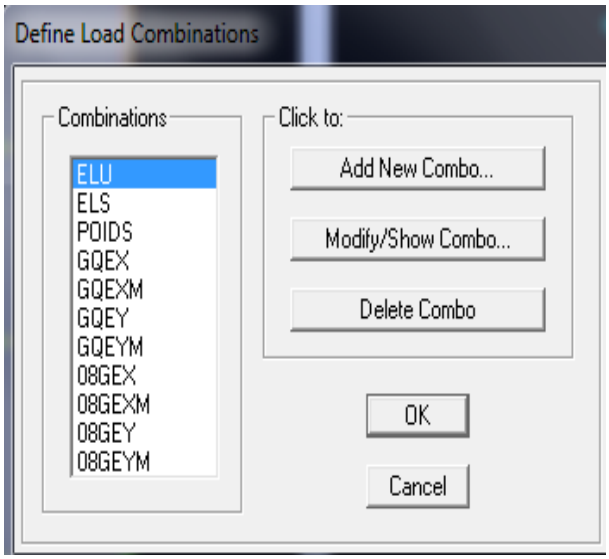
Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.
Les combinaisons accidentelles d'après RPA

- **Combinaisons aux états limites :**
  ELU : 1.35G+1.5Q
  ELS : G+Q
- **Combinaisons accidentelle du RPA :**
  GQE : G+Q±E
  08GE : 0.8G±E

Define→ laod combinations ⟶ **Add New Combo**
Puis on clique sur **Add New Combo**

On introduit les non des combinaisons et le facteur multiplicateur





- **Les diaphragmes :**

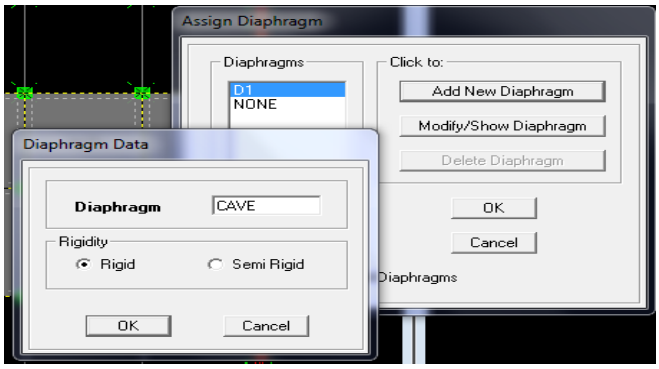
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équitation à résoudre par *ETABS*. On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Set Plain View ⟶ STORY 1 ⟶ OK

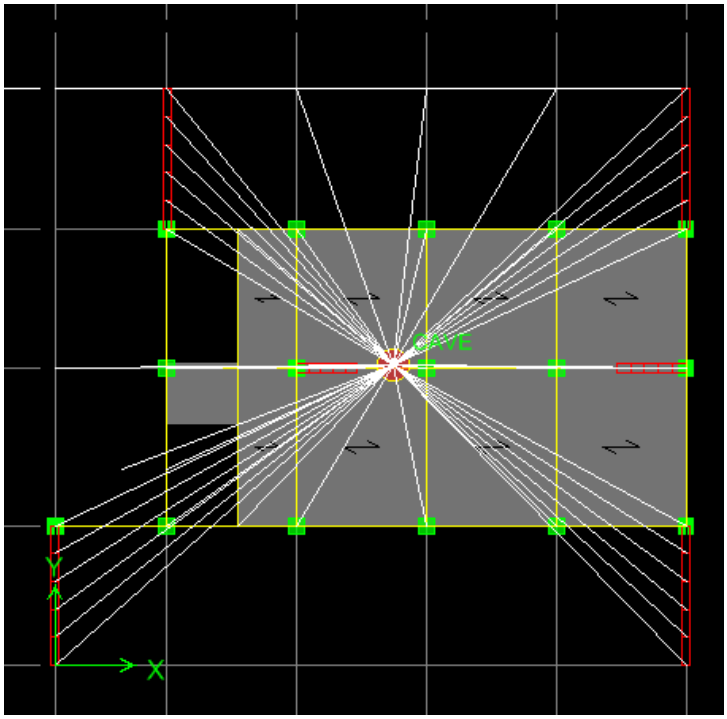
Sélections de la vues en plan du premier étage

Assing→ joint/ point → Diaphragme

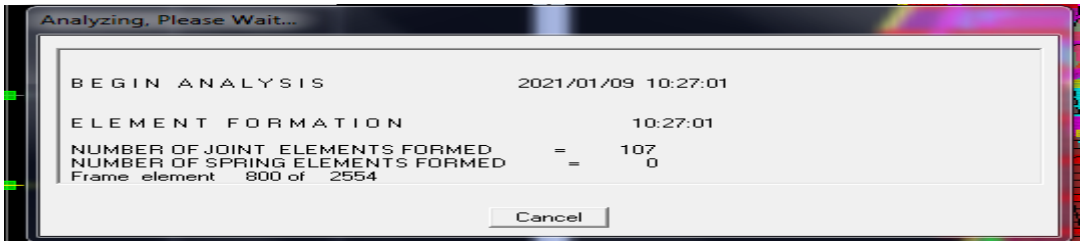
Le premier diaphragme apparaît alors



Avec la même façon on réalise les diaphragmes qui vont suivre mais cette fois en cliquent sur **Add New Diaphregm** puis en clique sur **OK** pour valider et on refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers.



- **Exécution :**
  analyze→ RunAnalysis ou F_5.



Chapitre V

Vérifications des conditions RPA.

V-1 : Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Notre but est d'en remédier, par la conception adéquate des ouvrages, de façon à ce qu'ils résistent et qu'ils présentent un degré de protection acceptable pour les vies humaines et les biens matériels.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien (RPA) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V-2 : Méthode de calcul (Art 4.1.1 RPA99/mod2003):

On distingue deux cas de calcul :

• **Calcul statique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges Verticales **(G et Q).**

• **Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales **(E).**

Le calcul des forces sismiques peut être mène suivant trois méthodes:

-La méthode statique équivalente.

-La méthode d'analyse modale spectrale.

-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie **(RPA99 / version 2003).**

1-La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a)Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale a 65m en zones I et II et a 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

2-Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représente par un spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut entre utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise.

(RPA99/mod2003 Art 4.1.3)

3-Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifie, ayant justifie auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de securite a satisfaire. **(RPA99/mod2003 Art 4.1.3)**

- Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse.

Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

Principe de la Méthode d'Analyse Modale Spectrale : (MMS)(RPA99/mod2003 Art 4.3.1)
Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V-3 : Spectre de réponse de calcul :

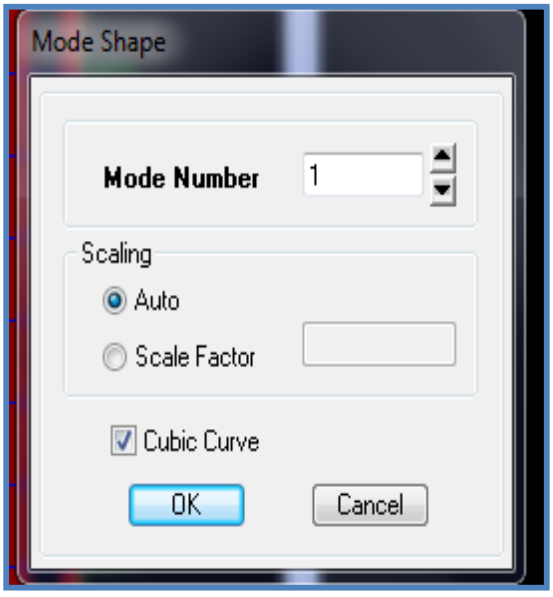
Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

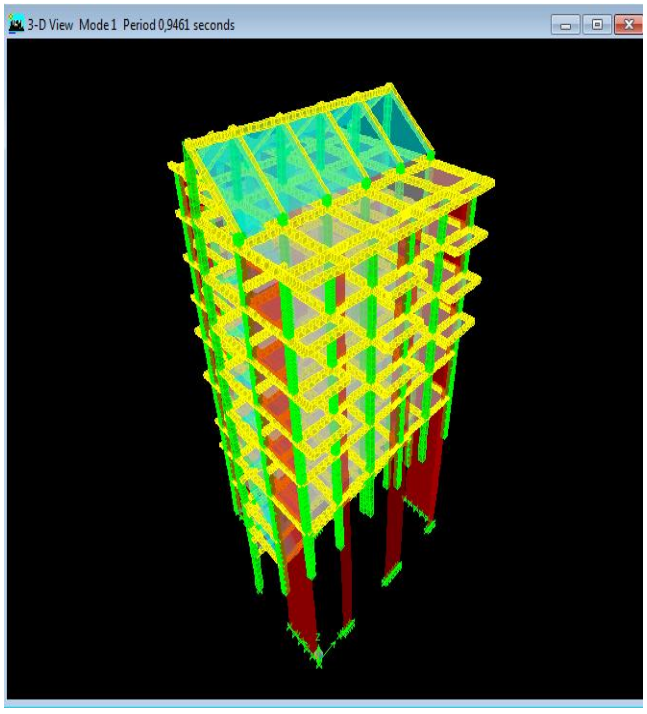
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25\,A)\frac{Q}{R} & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\,\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 0.3s \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \ge 0.3s \end{cases}$$

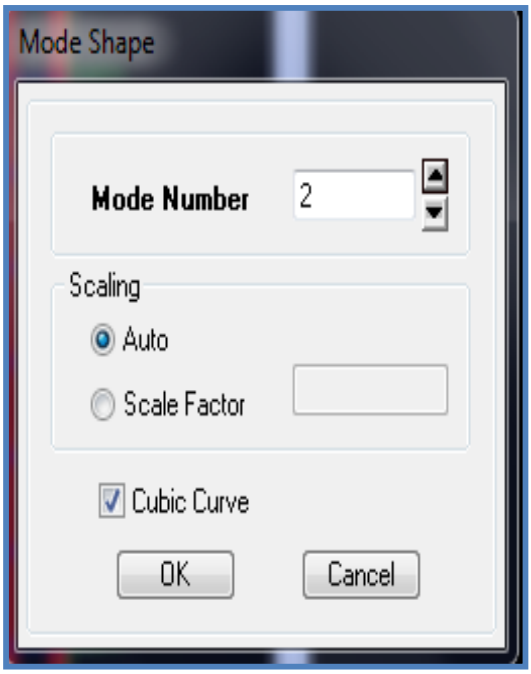
Avec :

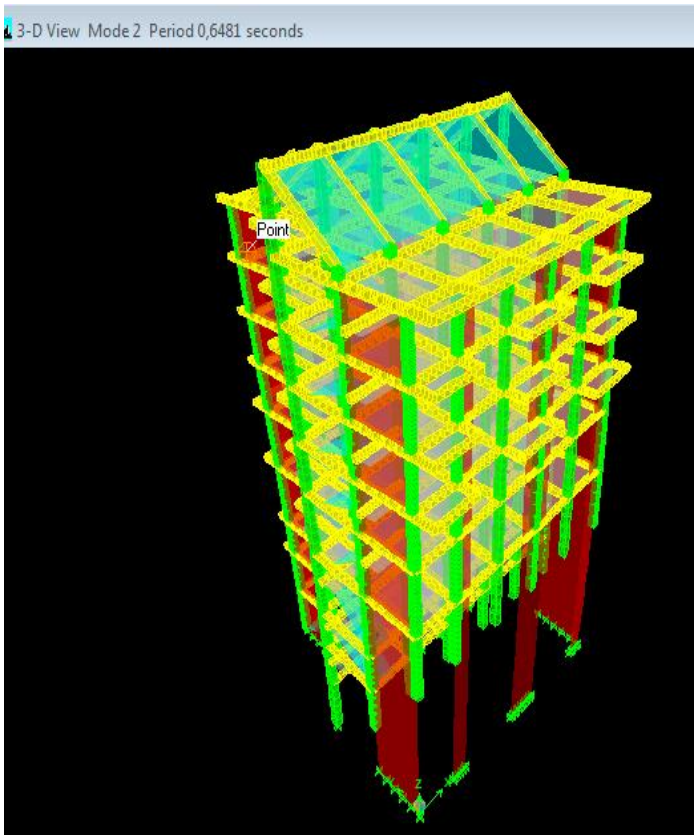
- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \ge 0.7$
- R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : facteur de qualité.

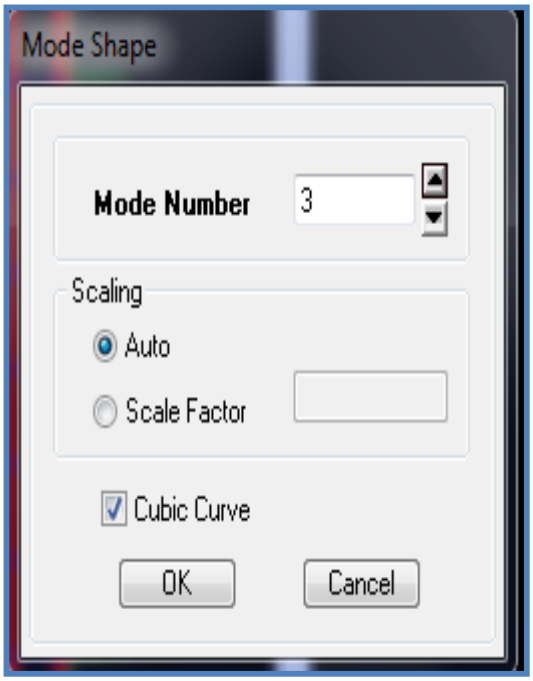
Display ⟶ Show Mode Shape

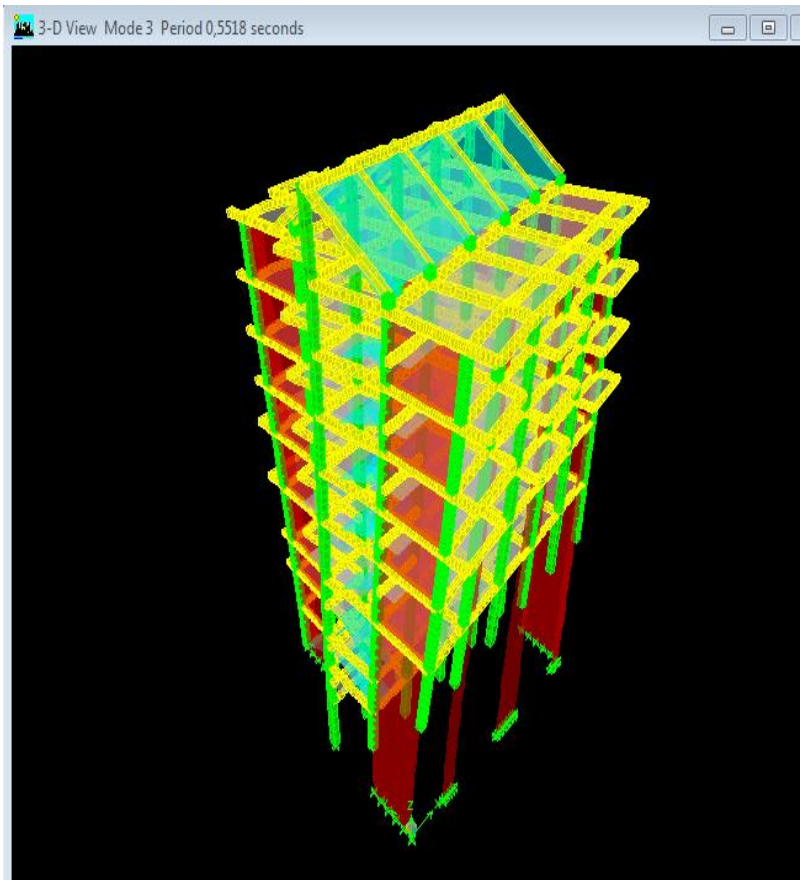





Mode Shape
Mode Number
2
Scaling
Auto
Scale Factor
Cubic Curve
OK
Cancel


3-D View Mode 2 Period 0,6481 seconds
Point


Mode Shape
Mode Number
3
Scaling
Auto
Scale Factor
Cubic Curve
OK
Cancel


3-D View Mode 3 Period 0,5518 seconds

V-4: Vérification des conditions du RPA:

1-Vérification de la période :

Estimation de la période fondamentale « T »de la structure peut être estimée de la formule :

- le RPA 2003 donne une formule empirique suivant : $T = C_T h_n^{\frac{3}{4}}$ (4-6 RPA2003)

Avec :

-h_n: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

-Ct : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné le tableau 4.6 (RPA99 Version 2003). **Ct=0.05.**

$T = 0.05x37,25^{\frac{3}{4}}$= **0,754 s**

- $T=\frac{0.09hn}{\sqrt{D}}$(4-7 RPA2003)

D_X=18.32 ⟶ **T=0.783 s**

D_Y=19.50 ⟶ **T=0.759 s**

T=min{ 0.754s,0.783s,0.759s } ⟶ **T=0.754s**

- **Calcul de la période empirique majorée :**

T=T+30% **T** =0.754+0.30*0.754=0.980s

✓ **Détermination de la période par ETABS :**

Display ⟶ Show tables ⟶ Modal information ⟶ Building modal information

⟶ Table : modal participation rotios ⟶ OK

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
▶	1	0,946129	80,3968	0,0800	80,3968	0,0800	2,2737
	2	0,648135	0,0026	69,3954	80,3994	69,4754	7,3941
	3	0,551840	1,2900	7,5927	81,6894	77,0680	69,3859
	4	0,258339	10,0396	0,0439	91,7290	77,1119	0,0669
	5	0,138748	0,0307	14,5340	91,7597	91,6459	0,1103
	6	0,125985	3,3956	0,1103	95,1553	91,7562	5,1247
	7	0,118246	0,8616	0,1000	96,0169	91,8562	7,8765
	8	0,072176	1,7050	0,0001	97,7218	91,8563	0,1621
	9	0,062547	0,0007	4,7186	97,7225	96,5748	0,0739
	10	0,053413	0,0004	0,1466	97,7230	96,7214	4,2323
	11	0,046770	0,7586	0,0001	98,4815	96,7215	0,0009
	12	0,037816	0,0038	1,4737	98,4853	98,1952	0,0527
	13	0,033817	0,9208	0,0218	99,4061	98,2170	0,5498
	14	0,031857	0,1146	0,0574	99,5207	98,2744	1,0290
	15	0,028421	0,2117	0,0003	99,7324	98,2746	0,0220
	16	0,026429	0,0000	0,5622	99,7324	98,8369	0,0074
	17	0,023455	0,0009	0,0140	99,7333	98,8509	0,0678
	18	0,022371	0,0078	0,0486	99,7411	98,8995	0,4007

On doit vérifier que : Tempirique majorée $\geq$ T_{etabs} ⟹ 0.980s$\geq$ 0.9461

⟹ **Condition vérifiée**

2-Vérification du nombre de mode :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

On doit retenir les 6 modes que la masse(Mcx et Mcy) atteignes les 90% selon

RPA99vs 2003.

La condition du RPA est vérifié au 5emeMode……**Condition vérifiée**

- Le 1er et le 2eme sont des modes de **translation.**
- Le 3eme mode est un mode de **rotation.**

3-Type de contreventement (justification du type de contreventement):

On doit déterminer le pourcentage des charges reprises par les voiles longitudinales et transversales afin de justifier le système considéré.

a) Charge horizontales reprises par les voiles :

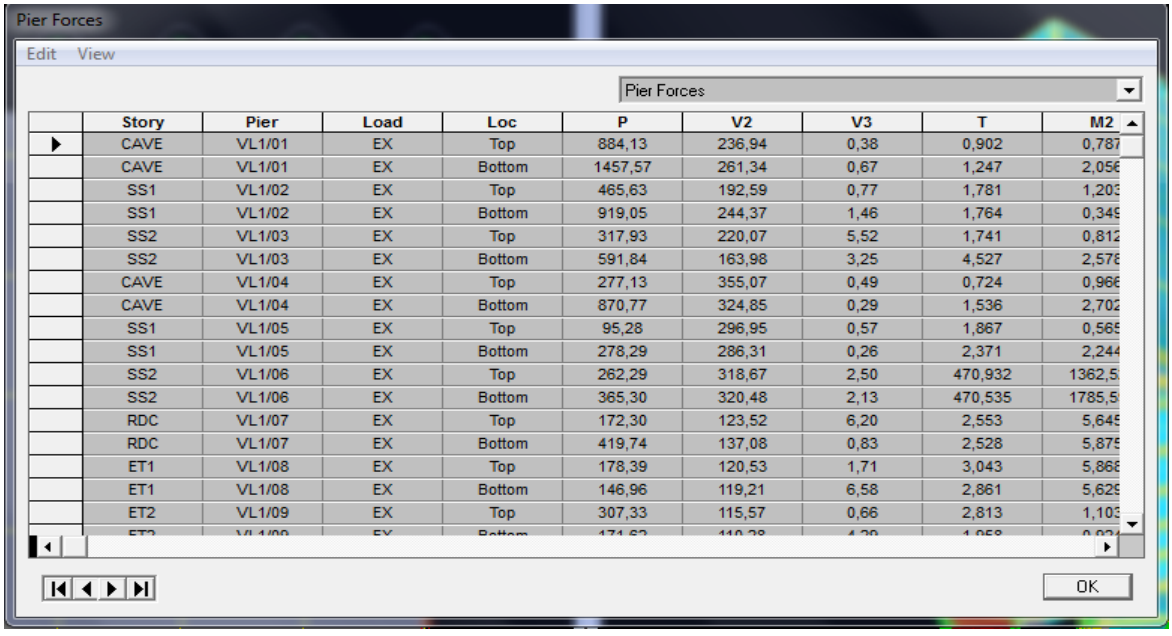
Les efforts qui sont repris par les voiles sont obtenus par ETABS en suivant le cheminement ci-après :

Select → by pier ID→selectionner les voiles longitudinal → Display → show table

On choisit ensuite la combinaison Ex en cliquant sur:

Wall output → wall pier forces →OK

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante:

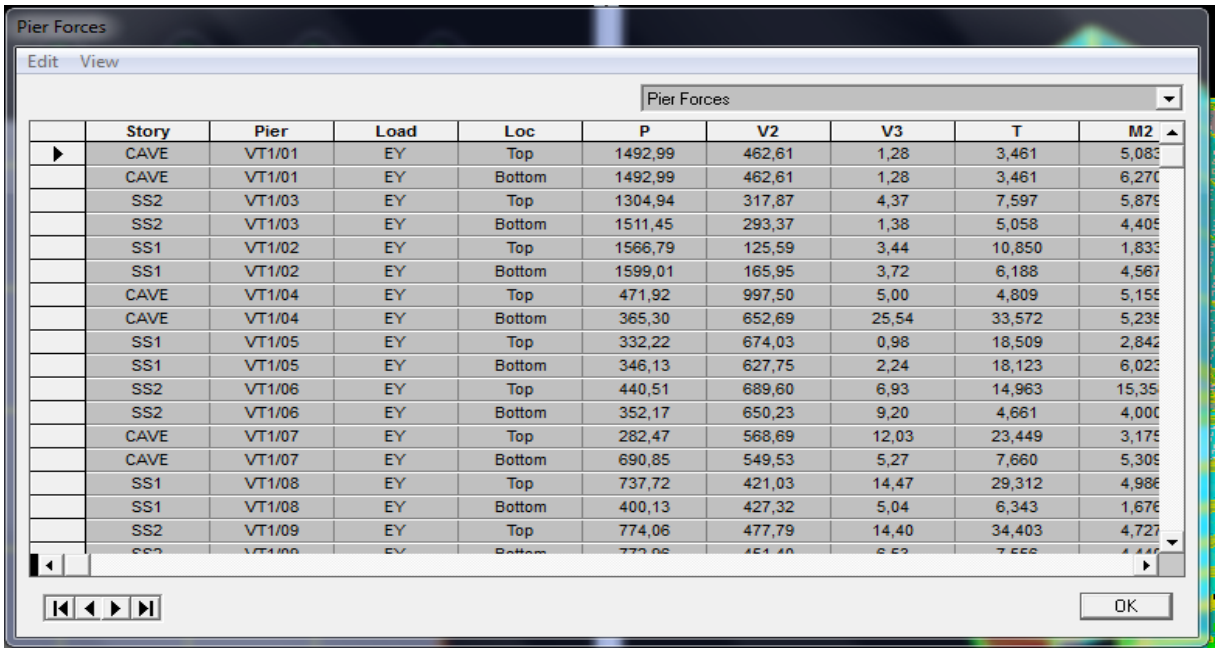


Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
CAVE	VL1/01	EX	Top	884,13	236,94	0,38	0,902	0,787
CAVE	VL1/01	EX	Bottom	1457,57	261,34	0,67	1,247	2,056
SS1	VL1/02	EX	Top	465,63	192,59	0,77	1,781	1,203
SS1	VL1/02	EX	Bottom	919,05	244,37	1,46	1,764	0,349
SS2	VL1/03	EX	Top	317,93	220,07	5,52	1,741	0,812
SS2	VL1/03	EX	Bottom	591,84	163,98	3,25	4,527	2,578
CAVE	VL1/04	EX	Top	277,13	355,07	0,49	0,724	0,966
CAVE	VL1/04	EX	Bottom	870,77	324,85	0,29	1,536	2,702
SS1	VL1/05	EX	Top	95,28	296,95	0,57	1,867	0,565
SS1	VL1/05	EX	Bottom	278,29	286,31	0,26	2,371	2,244
SS2	VL1/06	EX	Top	262,29	318,67	2,50	470,932	1362,5
SS2	VL1/06	EX	Bottom	365,30	320,48	2,13	470,535	1785,5
RDC	VL1/07	EX	Top	172,30	123,52	6,20	2,553	5,645
RDC	VL1/07	EX	Bottom	419,74	137,08	0,83	2,528	5,875
ET1	VL1/08	EX	Top	178,39	120,53	1,71	3,043	5,868
ET1	VL1/08	EX	Bottom	146,96	119,21	6,58	2,861	5,629
ET2	VL1/09	EX	Top	307,33	115,57	0,66	2,813	1,103

Copier le tableau sur l'Excel, ensuite relever la somme de V2 tel que :

Vx voile =15464.34 KN.

Les mêmes étapes pour les voiles transversaux, on ne change que les combinaisons Ex par Ey.



Pier Forces

Edit View

Pier Forces

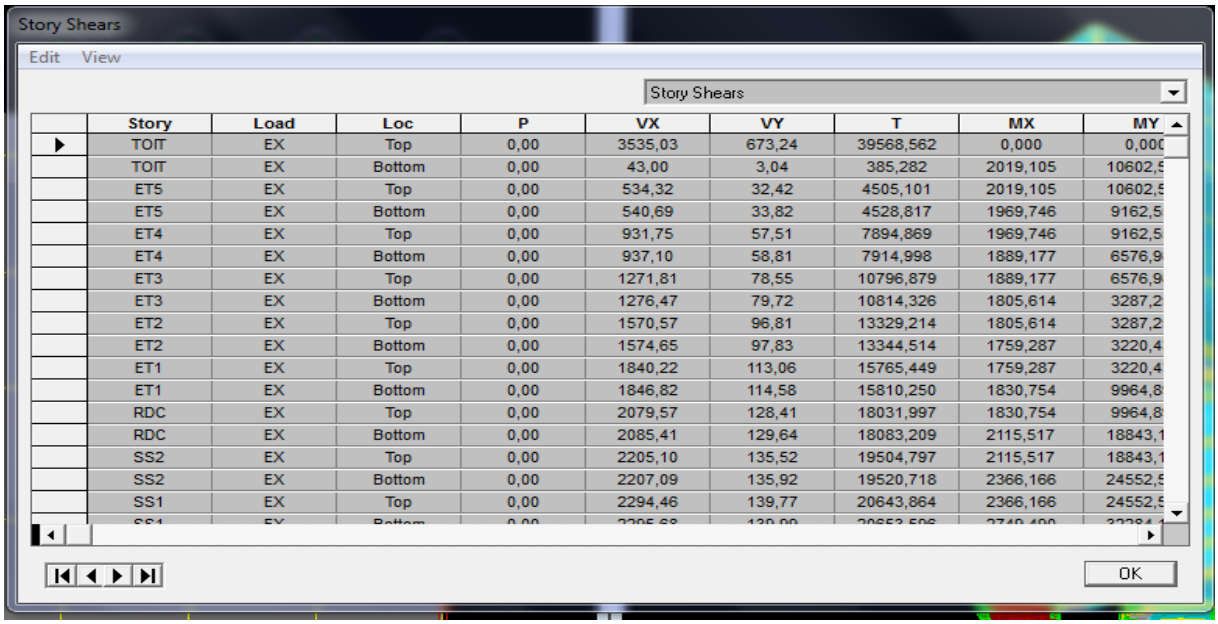
Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
CAVE	VT1/01	EY	Top	1492,99	462,61	1,28	3,461	5,083
CAVE	VT1/01	EY	Bottom	1492,99	462,61	1,28	3,461	6,270
SS2	VT1/03	EY	Top	1304,94	317,87	4,37	7,597	5,879
SS2	VT1/03	EY	Bottom	1511,45	293,37	1,38	5,058	4,405
SS1	VT1/02	EY	Top	1566,79	125,59	3,44	10,850	1,833
SS1	VT1/02	EY	Bottom	1599,01	165,95	3,72	6,188	4,567
CAVE	VT1/04	EY	Top	471,92	997,50	5,00	4,809	5,155
CAVE	VT1/04	EY	Bottom	365,30	652,69	25,54	33,572	5,235
SS1	VT1/05	EY	Top	332,22	674,03	0,98	18,509	2,842
SS1	VT1/05	EY	Bottom	346,13	627,75	2,24	18,123	6,023
SS2	VT1/06	EY	Top	440,51	689,60	6,93	14,963	15,35
SS2	VT1/06	EY	Bottom	352,17	650,23	9,20	4,661	4,000
CAVE	VT1/07	EY	Top	282,47	568,69	12,03	23,449	3,175
CAVE	VT1/07	EY	Bottom	690,85	549,53	5,27	7,660	5,309
SS1	VT1/08	EY	Top	737,72	421,03	14,47	29,312	4,986
SS1	VT1/08	EY	Bottom	400,13	427,32	5,04	6,343	1,676
SS2	VT1/09	EY	Top	774,06	477,79	14,40	34,403	4,727

OK

Copier ce tableau sur l'Excel, ensuite relever la somme de V_2 :
Vy voile =29174.7 KN.

b) Charges horizontales reprises par le bâtiment :

Cliquer d'abord sur: **Display→ show table → Building output → OK**



Story Shears

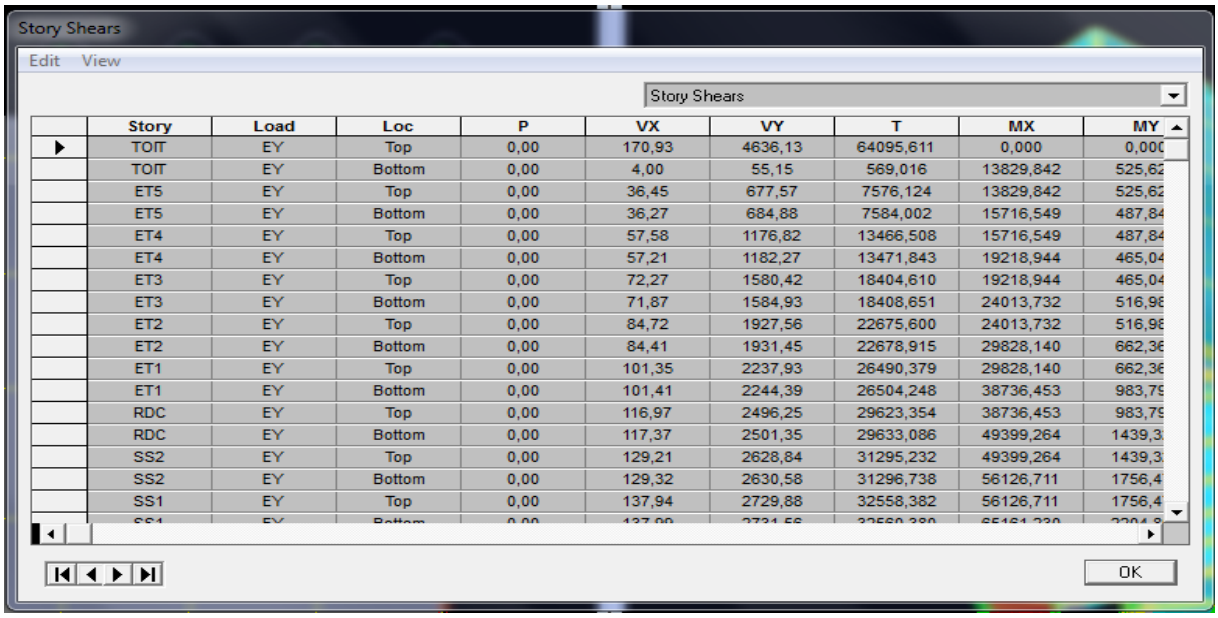
Edit View

Story Shears

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TOIT	EX	Top	0,00	3535,03	673,24	39568,562	0,000	0,000
TOIT	EX	Bottom	0,00	43,00	3,04	385,282	2019,105	10602,5
ET5	EX	Top	0,00	534,32	32,42	4505,101	2019,105	10602,5
ET5	EX	Bottom	0,00	540,69	33,82	4528,817	1969,746	9162,5
ET4	EX	Top	0,00	931,75	57,51	7894,869	1969,746	9162,5
ET4	EX	Bottom	0,00	937,10	58,81	7914,998	1889,177	6576,9
ET3	EX	Top	0,00	1271,81	78,55	10796,879	1889,177	6576,9
ET3	EX	Bottom	0,00	1276,47	79,72	10814,326	1805,614	3287,2
ET2	EX	Top	0,00	1570,57	96,81	13329,214	1805,614	3287,2
ET2	EX	Bottom	0,00	1574,65	97,83	13344,514	1759,287	3220,4
ET1	EX	Top	0,00	1840,22	113,06	15765,449	1759,287	3220,4
ET1	EX	Bottom	0,00	1846,82	114,58	15810,250	1830,754	9964,8
RDC	EX	Top	0,00	2079,57	128,41	18031,997	1830,754	9964,8
RDC	EX	Bottom	0,00	2085,41	129,64	18083,209	2115,517	18843,1
SS2	EX	Top	0,00	2205,10	135,52	19504,797	2115,517	18843,1
SS2	EX	Bottom	0,00	2207,09	135,92	19520,718	2366,166	24552,5
SS1	EX	Top	0,00	2294,46	139,77	20643,864	2366,166	24552,5

OK

Vx=33734.7 KN.
Les mêmes étapes pour la combinaison Ey.



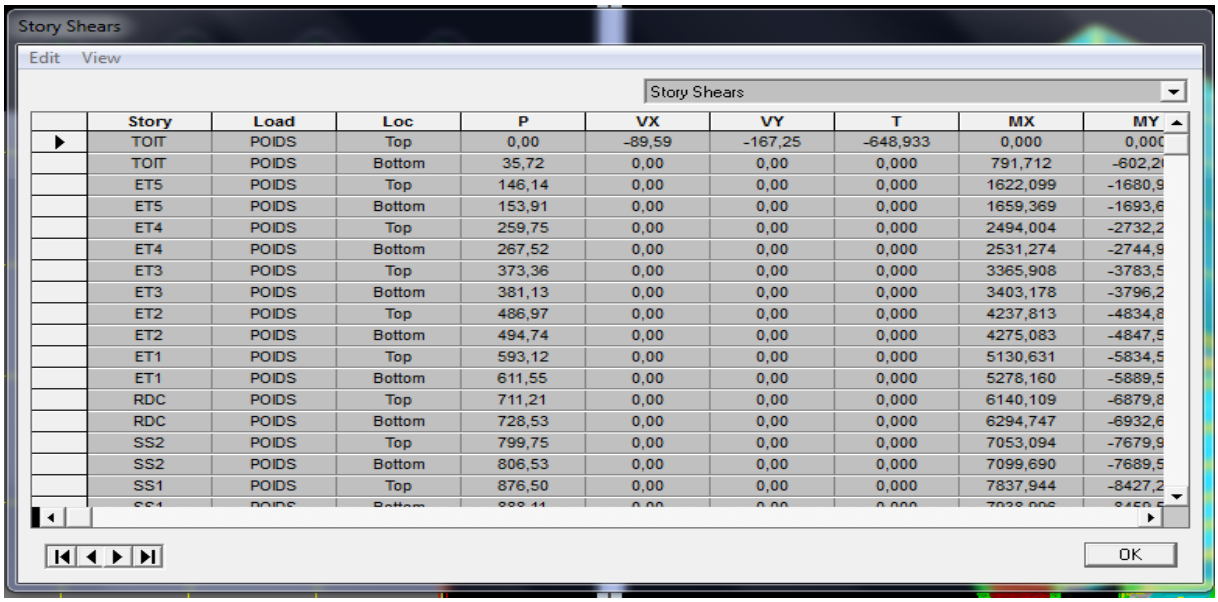
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TOIT	EY	Top	0,00	170,93	4636,13	64095,611	0,000	0,000
TOIT	EY	Bottom	0,00	4,00	55,15	569,016	13829,842	525,62
ET5	EY	Top	0,00	36,45	677,57	7576,124	13829,842	525,62
ET5	EY	Bottom	0,00	36,27	684,88	7584,002	15716,549	487,84
ET4	EY	Top	0,00	57,58	1176,82	13466,508	15716,549	487,84
ET4	EY	Bottom	0,00	57,21	1182,27	13471,843	19218,944	465,04
ET3	EY	Top	0,00	72,27	1580,42	18404,610	19218,944	465,04
ET3	EY	Bottom	0,00	71,87	1584,93	18408,651	24013,732	516,98
ET2	EY	Top	0,00	84,72	1927,56	22675,600	24013,732	516,98
ET2	EY	Bottom	0,00	84,41	1931,45	22678,915	29828,140	662,36
ET1	EY	Top	0,00	101,35	2237,93	26490,379	29828,140	662,36
ET1	EY	Bottom	0,00	101,41	2244,39	26504,248	38736,453	983,79
RDC	EY	Top	0,00	116,97	2496,25	29623,354	38736,453	983,79
RDC	EY	Bottom	0,00	117,37	2501,35	29633,086	49399,264	1439,3
SS2	EY	Top	0,00	129,21	2628,84	31295,232	49399,264	1439,3
SS2	EY	Bottom	0,00	129,32	2630,58	31296,738	56126,711	1756,4
SS1	EY	Top	0,00	137,94	2729,88	32558,382	56126,711	1756,4

Vy =41192.39KN.

c) Charges verticales reprises par le bâtiment :

Display→ show table. Choisir ensuite la combinaison poids**.**

Building → output → story shears → ok

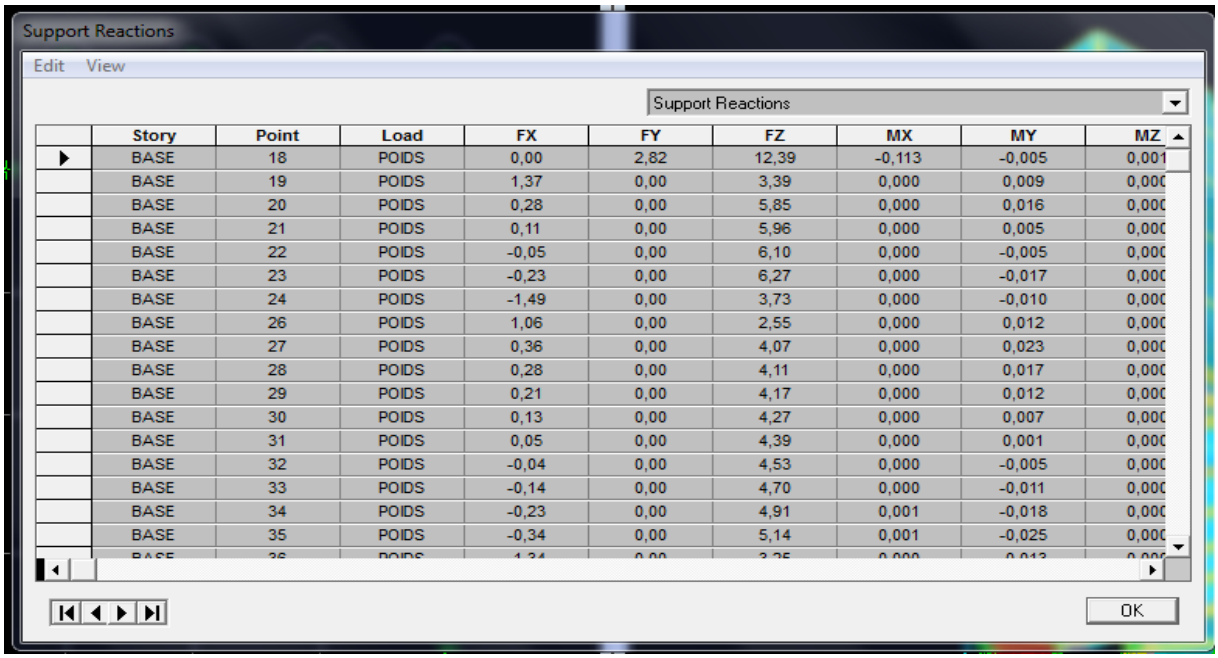


Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TOIT	POIDS	Top	0,00	-89,59	-167,25	-648,933	0,000	0,000
TOIT	POIDS	Bottom	35,72	0,00	0,00	0,000	791,712	-602,2
ET5	POIDS	Top	146,14	0,00	0,00	0,000	1622,099	-1680,9
ET5	POIDS	Bottom	153,91	0,00	0,00	0,000	1659,369	-1693,6
ET4	POIDS	Top	259,75	0,00	0,00	0,000	2494,004	-2732,2
ET4	POIDS	Bottom	267,52	0,00	0,00	0,000	2531,274	-2744,9
ET3	POIDS	Top	373,36	0,00	0,00	0,000	3365,908	-3783,5
ET3	POIDS	Bottom	381,13	0,00	0,00	0,000	3403,178	-3796,2
ET2	POIDS	Top	486,97	0,00	0,00	0,000	4237,813	-4834,8
ET2	POIDS	Bottom	494,74	0,00	0,00	0,000	4275,083	-4847,5
ET1	POIDS	Top	593,12	0,00	0,00	0,000	5130,631	-5834,5
ET1	POIDS	Bottom	611,55	0,00	0,00	0,000	5278,160	-5889,5
RDC	POIDS	Top	711,21	0,00	0,00	0,000	6140,109	-6879,8
RDC	POIDS	Bottom	728,53	0,00	0,00	0,000	6294,747	-6932,6
SS2	POIDS	Top	799,75	0,00	0,00	0,000	7053,094	-7679,9
SS2	POIDS	Bottom	806,53	0,00	0,00	0,000	7099,690	-7689,5
SS1	POIDS	Top	876,50	0,00	0,00	0,000	7837,944	-8427,2

Tirer ensuite la valeur max de P qui représente Wt telle que : Wt=936.82 KN.

d) Charges verticales reprise par les voiles :

On sélectionne d'abord les nœuds des voiles a la base, on clic sur
Display→ show table. Choisir ensuite la combinaison poids et on clic sur
→ réaction → ok



Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	18	POIDS	0,00	2,82	12,39	-0,113	-0,005	0,001
BASE	19	POIDS	1,37	0,00	3,39	0,000	0,009	0,000
BASE	20	POIDS	0,28	0,00	5,85	0,000	0,016	0,000
BASE	21	POIDS	0,11	0,00	5,96	0,000	0,005	0,000
BASE	22	POIDS	-0,05	0,00	6,10	0,000	-0,005	0,000
BASE	23	POIDS	-0,23	0,00	6,27	0,000	-0,017	0,000
BASE	24	POIDS	-1,49	0,00	3,73	0,000	-0,010	0,000
BASE	26	POIDS	1,06	0,00	2,55	0,000	0,012	0,000
BASE	27	POIDS	0,36	0,00	4,07	0,000	0,023	0,000
BASE	28	POIDS	0,28	0,00	4,11	0,000	0,017	0,000
BASE	29	POIDS	0,21	0,00	4,17	0,000	0,012	0,000
BASE	30	POIDS	0,13	0,00	4,27	0,000	0,007	0,000
BASE	31	POIDS	0,05	0,00	4,39	0,000	0,001	0,000
BASE	32	POIDS	-0,04	0,00	4,53	0,000	-0,005	0,000
BASE	33	POIDS	-0,14	0,00	4,70	0,000	-0,011	0,000
BASE	34	POIDS	-0,23	0,00	4,91	0,001	-0,018	0,000
BASE	35	POIDS	-0,34	0,00	5,14	0,001	-0,025	0,000

Copier ce tableau sur l'Excel, ensuite relever la somme de Fz : **Fz= 178.29 KN**

e) Calcul des pourcentages :

- Les charges par rapport à x-x :
  Vx=33734.7 ⟶ 100 **%**
  Vx voile=15464.5 ⟶ X% **X= 45 %**

- Les charges par rapport à y-y:
  Vy=41192.39 ⟶ 100 **%**
  Vy voile =29174.7 ⟶ X% **X= 70 %**

- Les charges du poids du bâtiment par rapport celle des voiles :
  Wt=936.2 ⟶ 100 **%**
  Fz=178.29 ⟶ X% **X= 19.03 %**

Le résumé des calculs sont dans le tableau suivant :

	Forces reprises par les voiles et les portiques		**Forces reprises par les voiles uniquement**		**Forces reprises par les portiques**
Unités	**KN**	**%**	**KN**	**%**	**%**
Sens EX	33734.7	100	15464.50	45	55
Sens EY	41192.39	100	29174.82	70	30
Poids	936.82	100	178.29	19.03	80.97

Tableau V.3.1 : Justification du système de contreventement.

Conclusion :

En analysant le pourcentage de participation des voiles et portiques sous charges verticales et horizontales, nous constatons conformément à l'article **4.a** de **RPA99 vs 2003** qui classe les systèmes de contreventement, que pour notre structure il s'agit d'un **système de contreventement mixte** avec justification d'interaction portiques-voiles dont le coefficient de comportement **R=5** d'âpres le tableau (**4.3**) **RPA99 vs 2003.**

4-Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée**(RPA99 version 2003 /Art 4.3.6) :**

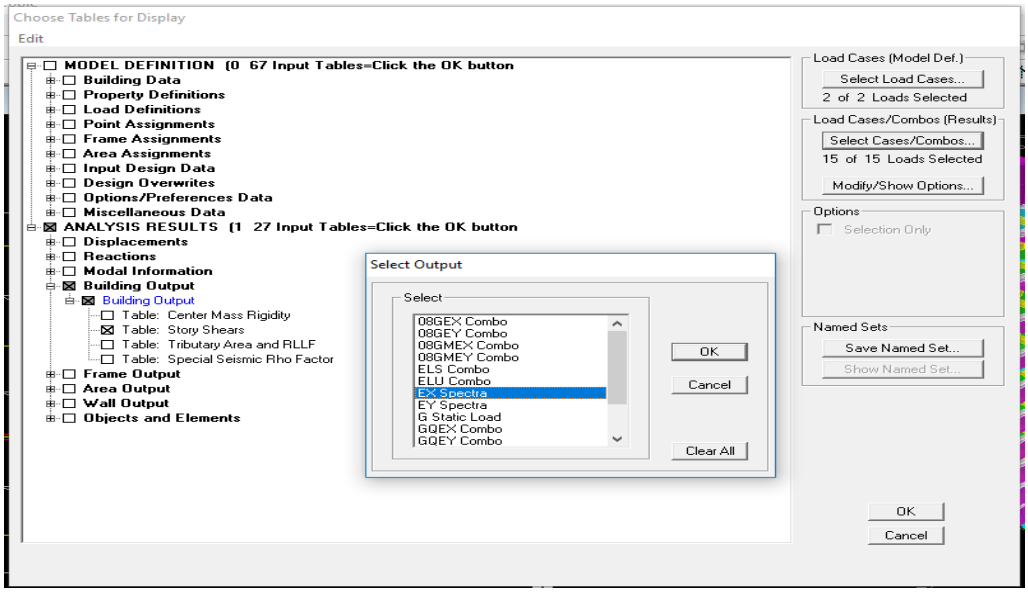
$$V_{base.MSM} \geq 80\% V_{base.MSE}$$

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales

a- $V_{base.MSM}$:

L'effort tranchant sous E :

Display ⟶ Show Tables ⟶ Select Cases/ Combos ⟶ Ex spectra +OK



	Story	Load	VX	VY
	TOIT	EY	170,93	4636,13
	TOIT	EY	4,00	55,15
	ET5	EY	36,45	677,57
	ET5	EY	36,27	684,88
	ET4	EY	57,58	1176,82
	ET4	EY	57,21	1182,27
	ET3	EY	72,27	1580,42
	ET3	EY	71,87	1584,93
	ET2	EY	84,72	1927,56
	ET2	EY	84,41	1931,45
	ET1	EY	101,35	2237,93
	ET1	EY	101,41	2244,39
	RDC	EY	116,97	2496,25
	RDC	EY	117,37	2501,35
	SS2	EY	129,21	2628,84
	SS2	EY	129,32	2630,58
	SS1	EY	137,94	2729,88
	SS1	EY	137,99	2731,56
	CAVE	EY	141,54	2776,96
▶	CAVE	EY	141,51	2777,47

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	TOIT	EX	Top	0,00	3535,03	673,24	39568,562	0,000	0,000
	TOIT	EX	Bottom	0,00	43,00	3,04	385,282	2019,105	10602,545
	ET5	EX	Top	0,00	534,32	32,42	4505,101	2019,105	10602,545
	ET5	EX	Bottom	0,00	540,69	33,82	4528,817	1969,746	9162,550
	ET4	EX	Top	0,00	931,75	57,51	7894,869	1969,746	9162,550
	ET4	EX	Bottom	0,00	937,10	58,81	7914,998	1889,177	6576,981
	ET3	EX	Top	0,00	1271,81	78,55	10796,879	1889,177	6576,981
	ET3	EX	Bottom	0,00	1276,47	79,72	10814,326	1805,614	3287,251
	ET2	EX	Top	0,00	1570,57	96,81	13329,214	1805,614	3287,251
	ET2	EX	Bottom	0,00	1574,65	97,83	13344,514	1759,287	3220,438
	ET1	EX	Top	0,00	1840,22	113,06	15765,449	1759,287	3220,438
	ET1	EX	Bottom	0,00	1846,82	114,58	15810,250	1830,754	9964,898
	RDC	EX	Top	0,00	2079,57	128,41	18031,997	1830,754	9964,898
	RDC	EX	Bottom	0,00	2085,41	129,64	18083,209	2115,517	18843,123
	SS2	EX	Top	0,00	2205,10	135,52	19504,797	2115,517	18843,123
	SS2	EX	Bottom	0,00	2207,09	135,92	19520,718	2366,166	24552,523
	SS1	EX	Top	0,00	2294,46	139,77	20643,864	2366,166	24552,523
	SS1	EX	Bottom	0,00	2295,68	139,99	20653,596	2749,490	32284,159
	CAVE	EX	Top	0,00	2332,23	141,49	21266,975	2749,490	32284,159
▶	CAVE	EX	Bottom	0,00	2332,73	141,51	21272,874	3269,434	41964,649

Story	VX	VY
cave	2332,73	2777,47

Story	P(t)
cave	936.82

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TOIT	POIDS	Top	0,00	-89,59	-167,25	-648,933	0,000	0,000
TOIT	POIDS	Bottom	35,72	0,00	0,00	0,000	791,712	-602,203
ET5	POIDS	Top	146,14	0,00	0,00	0,000	1622,099	-1680,930
ET5	POIDS	Bottom	153,91	0,00	0,00	0,000	1659,369	-1693,650
ET4	POIDS	Top	259,75	0,00	0,00	0,000	2494,004	-2732,232
ET4	POIDS	Bottom	267,52	0,00	0,00	0,000	2531,274	-2744,951
ET3	POIDS	Top	373,36	0,00	0,00	0,000	3365,908	-3783,533
ET3	POIDS	Bottom	381,13	0,00	0,00	0,000	3403,178	-3796,253
ET2	POIDS	Top	486,97	0,00	0,00	0,000	4237,813	-4834,835
ET2	POIDS	Bottom	494,74	0,00	0,00	0,000	4275,083	-4847,554
ET1	POIDS	Top	593,12	0,00	0,00	0,000	5130,631	-5834,500
ET1	POIDS	Bottom	611,55	0,00	0,00	0,000	5278,160	-5889,589
RDC	POIDS	Top	711,21	0,00	0,00	0,000	6140,109	-6879,811
RDC	POIDS	Bottom	728,53	0,00	0,00	0,000	6294,747	-6932,642
SS2	POIDS	Top	799,75	0,00	0,00	0,000	7053,094	-7679,936
SS2	POIDS	Bottom	806,53	0,00	0,00	0,000	7099,690	-7689,559
SS1	POIDS	Top	876,50	0,00	0,00	0,000	7837,944	-8427,265
SS1	POIDS	Bottom	888,11	0,00	0,00	0,000	7938,996	-8459,518
CAVE	POIDS	Top	924,91	0,00	0,00	0,000	8397,759	-8877,520
CAVE	POIDS	Bottom	936,82	0,00	0,00	0,000	8544,101	-8931,160

b-$V_{base.MSE}$:

D'après RPA99 la force sismique totale « V » qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$= \mathbf{V_{base\ MSE}} = \frac{\mathbf{ADQ}}{\mathbf{R}}\mathbf{W_T}\ \ \mathbf{(RPA99\ version\ 2003\ /Art\ 4)}$$

- A: coefficient d'accélération de zone **(Tableau 4.1 RPA99 version 2003)**

Groupe 2
II_a } A=0.15

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement et de la période T_2 associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

$$D = \begin{cases} 2{,}5\ \eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\ \eta\ (T_2/T)^{2/3} & T_2 \le T \le 3s \\ 2{,}5\ \eta\ (T_2/T)^{2/3}\ (3/T)^{5/3} & T \ge 3 \end{cases}$$

Avec :

η:facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \ge 0.7 \quad \eta=0.816 \longrightarrow$$

Pourcentage d'amortissement critique en fonction des remplissages pour un voile en BA, mur en maçonner ξ=8.5%

- périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
T_2(s)	0.3	0.4	0.5	0.7

⟶ T_2=0.5

- Estimation de la période fondamentale T :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent : $T = C_T h_n^{\frac{3}{4}}$ **(RPA99 version 2003/Art 4.6)**

Avec :

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau h_n =37,25

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau (4.6.RPA99) $C_T = 0.05$

Donc$T = 0.05x37{,}25^{\frac{3}{4}}$= **0,754 s**

T_2 =0.5S < T=0.754< 3S

Donc la valeur de D est : $D = 1.55$

- R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de contreventement pour les voiles porteurs en béton armé R=5

$$V_{base\ MSE} = \frac{ADQ}{R} Wt = \frac{0.15 \times 1.55 \times 1.20}{5} Wt = 0.0558W$$

$$V_{base\ MSE} = 0.0558 \text{ x } 936.82 = 52.27 \text{ KN}$$

- **Vérification :**

V_x (MSM)= 2332.73KN >80%V_x= 41.82KN

V_y(MSM)= 2777.47KN >80%V_y =41.82KN

} ……..**Condition vérifiée**

5- Vérification des déplacements :

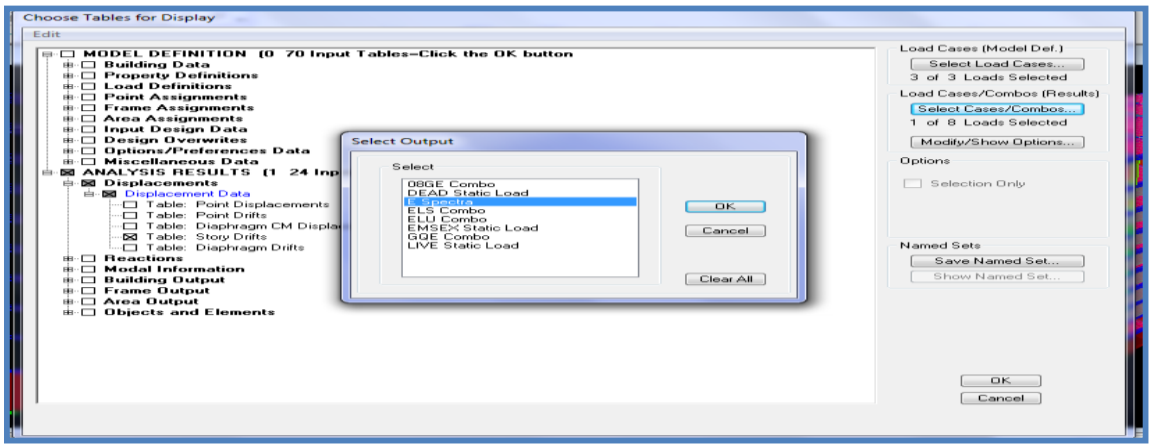
Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit

$\delta_{K\text{-}1}$ -$\delta_K \leq 1$ % h (hauteur de l'Etage courant) **(RPA99 version 2003/ art 4.19)**

δ_K: Déplacement du aux forces sismique

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

Display ⟶ Show Tables



✓ **Suivant le sens X :**

Story	Diaphragme	Load	UX	dx (m)	1%h (m)	Obs
TOIT	TOIT	EX	0.0247	0.0040	0.0615	vérifiée
ET5	ET5	EX	0.0251	0.0017	0.0306	vérifiée
ET4	ET4	EX	0.0234	0.0020	0.0306	vérifiée
ET3	ET3	EX	0.0214	0.0023	0.0306	vérifiée
ET2	ET2	EX	0.0191	0.0028	0.0306	vérifiée
ET1	ET1	EX	0.0163	0.0039	0.0408	vérifiée
RDC	RDC	EX	0.0124	0.0047	0.0442	vérifiée
SS2	SS2	EX	0.0077	0.0027	0.0266	vérifiée
SS1	SS1	EX	0.0050	0.0031	0.0346	vérifiée
CAVE	CAVE	EX	0.0019	0.0019	0.0424	vérifiée

Tableau V.5.1 : Vérification du déplacement maximal de la structure/x

✓ **Suivant le sens Y :**

Story	Diaphragme	Load	UY	dy (m)	1%h (m)	Obs
TOIT	D13	EY	0.0148	0.0002	0.0615	vérifiée
ET5	D12	EY	0.0150	0.0014	0.0306	vérifiée
ET4	D11	EY	0.0136	0.0016	0.0306	vérifiée
ET3	D9	EY	0.0120	0.0017	0.0306	vérifiée
ET2	D8	EY	0.0103	0.0018	0.0306	vérifiée
ET1	D7	EY	0.0085	0.0025	0.0408	vérifiée
RDC	D6	EY	0.0060	0.0025	0.0442	vérifiée
SS2	D5	EY	0.0035	0.0013	0.0266	vérifiée
SS1	D4	EY	0.0022	0.0014	0.0346	vérifiée
CAVE	D3	EY	0.0008	0.0008	0.0424	vérifiée

Tableau V.5.2 : Vérification du déplacement maximal de la structure/y

Conclusion : le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est vérifié

6-Vérification de l'effet P- Δ :

Il faut calculer le coefficient $\theta = \frac{\Delta \times p}{h \times v}$ **(RPA99 version 2003 /Art 5.9)**

- Si $\theta_K < 0{,}10$: l'effet de 2eme ordre sont négligés.

P: poids
V: effort tranchant à l'étage considéré
H :hauteur de l'étage.
Δ : le déplacement

✓ *Suivant le sens X:*

Story	P	dx	VX	h	θx	obt
TOIT	35.72	0.0040	43	6.15	0.000540291	vérifier
ET5	153.91	0.0017	540,69	3.06	0.000154155	vérifier
ET4	267.52	0.0020	937,1	3.06	0.000186559	vérifier
ET3	381.13	0.0023	1276,47	3.06	0.000224423	vérifier
ET2	494.74	0.0028	1574,65	3.06	0.000287494	vérifier
ET1	611.55	0.0039	1846,82	4.08	0.000316527	vérifier
RDC	728.53	0.0047	2085,41	4.42	0.000371476	vérifier
SS2	806.53	0.0027	2207,09	2.66	0.000370922	vérifier
SS1	888.11	0.0031	2295,68	3.46	0.000346609	vérifier
CAVE	936.82	0.0019	2332,73	4.24	0.000179961	vérifier

Tableau V.6.1 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le sens x

✓ *Suivant le sens Y:*

Story	P	dy	VY	h	θy	obt
TOIT	35.72	0.0002	55,15	6.15	0.000021063	vérifier
ET5	153.91	0.0014	684,88	3.06	0.000102815	vérifier
ET4	267.52	0.0016	1182,27	3.06	0.001054300	vérifier
ET3	381.13	0.0017	1584,93	3.06	0.000133595	vérifier
ET2	494.74	0.0018	1931,45	3.06	0.000150676	vérifier
ET1	611.55	0.0025	2244,39	4.08	0.000166960	vérifier
RDC	728.53	0.0025	2501,35	4.42	0.000164737	vérifier
SS2	806.53	0.0013	2630,58	2.66	0.000149841	vérifier
SS1	888.11	0.0014	2731,56	3.46	0.000131555	vérifier
CAVE	936.82	0.0008	2777,47	4.24	0.0000636401	vérifier

Tableau V.6.2 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le sens Y

❖ On constate que l'effet P-Delta (**θx** et **θy)** < 0,10

Donc il peut être négligé pour le cas de notre structure.

7- Effort normal réduit :

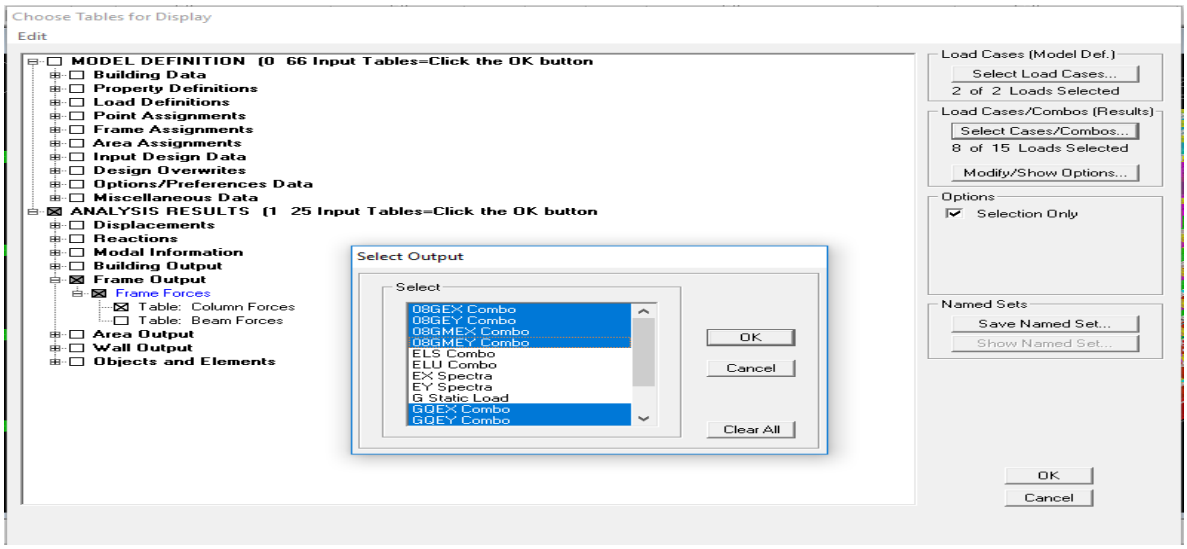
Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limite par la condition suivante :

$$\mathbf{V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 (RPA99\ version\ 2003\ Art\ 7.1.3)}$$

B_c : section du poteau.

N_d : effort normal max dans les poteaux sous : **(0.8G±E et G + Q ± E)**

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton



groupe	Nd (KN)	Bc (cm²)	Fc28 (KN/cm²)	V	Observation
I	842.97	50x50=2500	2.5	0.13	**v<0.3 condition vérifiée**
II	513.87	45x45=2025	2.5	0.10	**v<0.3 condition vérifiée**
III	1229.79	40x40=1600	2.5	0.3	**v≤ 0.3 condition vérifiée**

Tableau V.7.1 :L'effort normal réduit dans les poteaux

8-Vérification de l'excentricité :

D' après le **RPA99 vs 2003** (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
CAVE	CAVE	10,036	10,795	10,091	9,856
SS1	SS1	9,942	9,866	9,607	10,173
SS2	SS2	9,946	9,716	9,372	10,298
RDC	RDC	9,53	9,481	9,09	10,164
ET1	ET1	9,604	9,427	8,866	9,875
ET2	ET2	9,599	8,891	8,752	9,671
ET3	ET3	9,6	8,891	8,686	9,484
ET4	ET4	9,6	8,891	8,665	9,311
ET5	ET5	9,639	8,685	8,698	9,151
TOIT	TOIT	9,157	8,5	8,713	9,096

story	XCM	XCR	/XCM-XCR/<5%Lx	YCM	YCR	/YCM-YCR/< 5%Ly
TOIT	10,036	10,091	**0.055<0.965**	10,795	9,856	**0.939<0.985**
ET5	9,942	9,607	**0.335<0.965**	9,866	10,173	**0.307<0.985**
ET4	9,946	9,372	**0.574<0.965**	9,716	10,298	**0.582<0.985**
ET3	9,53	9,09	**0.44<0.965**	9,481	10,164	**0.683<0.985**
ET2	9,604	8,866	**0.262<0.965**	9,427	9,875	**0.448<0.985**
ET1	9,599	8,752	**0.847<0.965**	8,891	9,671	**0.78<0.985**
RDC	9,6	8,686	**0.914<0.965**	8,891	9,484	**0.593<0.985**
SS2	9,6	8,665	**0.935<0.965**	8,891	9,311	**0.42<0.985**
SS1	9,639	8,698	**0.941<0.965**	8,685	9,151	**0.466<0.985**
CAVE	9,157	8,713	**0.444<0.965**	8,5	9,096	**0.596<0.985**

Tableau V.8.1 : Vérification de l'excentricité

Conclusion générale :

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique Algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l'aide du logiciel ETABS, on peut passer aux ferraillages de ces éléments structuraux**.**

Chapitre VI

Calcul des éléments structuraux.

VI : Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires pour chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- ✓ Les poteaux et les voiles qui seront calculés en flexion composée.
- ✓ Les poutres seront calculées à la flexion simple.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	Fc_{28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s(MPa)
Durable	**1.5**	**25**	**14.17**	**1.15**	**400**	**348**
accidentelle	**1.15**	**25**	**21.74**	**1**	**400**	**400**

Tableau VI.1 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

VI.1 : FERRAILLAGE DES POTEAUX

VI.1.1: Introduction:

Les poteaux seront calcules en flexion composée dans les deux sens (transversal et Longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS,

Pour le ferraillage des poteaux on adopte le même ferraillage pour chaque trois niveaux, on aura donc les zones suivantes:

Zone 1 : Cave /ss2 (50x50)
Zone 2 : RDC/ET2 [poteaux (45x45)
Zone 3 : ET3/Toit [poteaux (40x40)

Un poteau est soumis à un effort normal **« N »** et à un moment de flexion **« M »** dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes:

- ✓ Effort normal maximal Nmax ⟶ Moment correspondant M_{corr} .
- ✓ Effort normal minimal Nmin ⟶ Moment correspondant M_{corr}.
- ✓ Moment maximal Mmax ⟶ Effort normal correspondant N_{corr}.

Nous pouvons alors avoir l'un des trois cas suivants:

- ✓ Section partiellement comprimée SPC.
- ✓ Section entièrement tendue SET.
- ✓ Section entièrement comprimée SEC.

- ➢ **Combinaisons des charges:**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91:**

E.L.U : Situation durable:

1,35 G +1,5 Q

ELS : **G+Q.**

- **Selon le R.P.A 99:** Situation accidentelle **(Art 5.2)**
  G+Q+E
  $0.8G \pm E$

Chacune des trois combinaisons(**1,35 G +1,5 Q ,G+Q+E, $0.8G \pm E$)**donne une section d'acier. La section finale choisitcorrespondra à la maximale des trois valeurs et le section minimal RPA(le cas le plus défavorable).

$$A_s = \max (A_{s1}, A_{S2}, A_{S3}, A_{S\ min\ RPA})$$

VI.1.2 : Recommandation du RPA 99/Version 2003:

a-Armatures longitudinales :

D'après le RPA99 version 2003 **(Art 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

- ✓ Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- ✓ Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section du poteau (cm^2)	Pourcentage minimal Amin=0.8% b h (cm^2)	Pourcentage maximal (cm^2)	
		Zone de recouvrement Amax=6% b h	Zone courante Amax=4% b h
(50 x 50)	20	150	100
(45 x 45)	16.2	121.5	81
(40 x 40)	12.8	96	64

Tableau VI.1 .2.1 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

- ✓ Le diamètre minimal est de **12[mm]**
- ✓ La longueur minimale des recouvrements L_R = **40** Φ_L^{min}
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

b- Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à:

- ✓ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- ✓ Positionner les armatures longitudinales

- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$ **(RPA99 version 2003/Art7.4.2.2)**

Avec :

$\begin{cases} V_u : \text{effort tranchant de calcul.} \\ h_t : \text{hauteur totale de la section brute.} \\ f_e : \text{contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.} \\ \rho_a : \text{Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.} \end{cases}$

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \lambda_g \text{ élancement géométrique ;} \\ A_t : \text{armatures transversales ;} \\ S_t : \text{espacement des armatures transversales.} \end{cases}$

La valeur **maximum** d'espacement en **zone IIa** est fixée comme suit :

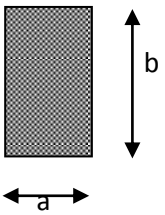
- **Dans la zone nodale:**

  $S_t \leq \text{Min}\ (10\phi, 15\text{cm})$

- **Dans la zone courante:**

$S_t \leq 15\phi_l^{\min}$

Avec ϕ est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau



▪Calcul d'élancement :(élancement géométrique):

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement=0.7 L_0

- **Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 version 2003/Art7.4.22):**

$\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donné comme suite:

$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0{,}3\% . \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0{,}8\%. \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \text{ interpoler entre les valeurs précédentes} \end{cases}$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum

VI.I.3 : Calcul des armatures à l'ELU:

Etapes de calcul en flexion composée**:**

1- Armatures longitudinales:

Si N_U est un effort de traction est:

- ✓ $e = \frac{M_U}{N_U} < (\frac{h}{2} - C)$ Alors la section est entièrement tendus.

- ✓ Si e = $\frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$ Alors la section est partiellement comprimée.
- ✓ Si e = $\frac{M_u}{N_u} < (\frac{h}{2} - C)$ .Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

(d- c) N_u - $M_f \leq \left(0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \rightarrow (A)$

Avec $Mf = Mu + Nu(\frac{h}{2} - c) \rightarrow$ *moment fictif*

➢ Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{Mf}{bd^2 f_{bu}} \qquad \begin{cases} Si\ \mu_b < \mu_l\ la\ section\ est\ simplement\ armée.(SSA) \\ Si\ \mu_b > \mu_l\ la\ section\ est\ doublement\ armée(SDA)\ \mu_l = 0.392. \\ donc\ il\ faut\ calculer\ A_l\ et\ A'_l\ , \end{cases}$$

$$\Longrightarrow A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par :

$A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s} \Longrightarrow$ Pour une SSA

$$\left.\begin{aligned} A_{stf} &= \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s} \\ A_{scf} &= \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s} \end{aligned}\right\} \Longrightarrow \text{Pour une section doublement armée}$$

Avec : ΔM = $\mathbf{M_f}$ - $\mathbf{M_l}$

M_l: moment ultime pour une section simplement armée.

Finalement la section réelle d'armature est :$\boldsymbol{A_{sc} = A_{scf}}$; $\boldsymbol{A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}}$

➢ Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée; il faut donc vérifier l'inégalité suivante:

$Nu\left(d - c'\right) - M_f \geq \left(0{,}5 - \frac{c_1}{h}\right) b\, h^2\, fbu \rightarrow (B)$

➢ Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$\boldsymbol{A_{sc1}} = \frac{M_f - (d - 0{,}5h) b\, h\, f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}.$$

$$\boldsymbol{A_{sc2}} = \frac{\text{Nu - b.h.f}_{\text{bu}}}{\sigma_s} - {}' \text{A}_{\text{sc1}}$$

➢ Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$\begin{cases} \boldsymbol{A_{sc1}} = \dfrac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \\ \boldsymbol{A_{sc2}} = 0 \end{cases}$$

Avec : $\Psi = \dfrac{0{,}357 + \dfrac{N\left(d - c'\right) - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0{,}857 - \dfrac{c'}{h}}$.

Les résultats seront donnés par les tableaux qui suivent.

Niveaux	Combinaison	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section $(b \times h)$ $(cm)^2$	e=$\frac{Mu}{Nu}$ (m)	obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	A_{min} (cm^2)	Choix Des barres	$A_{adopté}$ (cm^2)
CAVE/SS2	**ELU**	N^{max}=-1741.66	M^{cor}= 26.405	50×50	**0.015**< 2.1	SEC	0.00	0.00	20	**4HA20**	20.6
	0.8GEX	N^{min}= 15.55	M^{cor}= 41.403		**2.66** > 2.1	SPC	2.74	0		+	
	GQEY	N^{cor}= 98.118	M^{max}= 9.96		**0.10**< 2.1	SEC	6.21	0		**4HA16**	
RDC / ET2	**ELU**	N^{max}=-1136.85	M^{cor} =44.421	45×45	**0.004**< 2.19	SEC	0.00	0.00	16,2	**4HA20**	18.71
	0.8GEX	N^{min}= -3.37	M^{cor}= 66.096		**19.6**> 2.19	SPC	4.51	0		+	
	GQEY	N^{cor}= 9.976	M^{max}=-49.3		**4.94**> 2.19	SPC	6.26	0		**4HA14**	
ET3 / TOIT	**ELU**	N^{max}= -647.63	M^{cor}= -10.766	40×40	**0.02**< 1.51	SEC	0	0	12,8	**4HA16**	14.19
	0.8GEX	N^{min}= 1.03	M^{cor}= 10.791		**10.47**> 1.51	SPC	0.84	0		+	
	GQEY	N^{cor}= -25.5	M^{max}= 65.734		**2.57**> 1.51	SPC	4.85	0		**4HA14**	

Tableau VI .1 .3 : Résultats de ferraillage des poteaux

VI.1.4 : Vérification à l'ELU:

A- Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs but consiste essentiellement à :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

➢ **Espacement des armatures transversal St:**

a-D'après (Art .7.4.2.2/RPA99 version 2003) :

✓ $S_t \leq \min(20cm; 15cm) = 15cm$. Nous adoptons S_t=10cm en zone nodale

✓ $S_t \leq min 15\emptyset_l^{min} = 15 \times 1.4 = 21cm$ Nous adoptons S_t=15 cm en zone courante.

b- D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifié 99) :

$$S_t \leq \min\{15\emptyset_l^{\min}, 40\text{cm}, (a+10)\text{cm}\} = \min\{21\text{cm}; 40\text{cm}; 60\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21\text{cm} \text{ soit } \quad S_t = 15\text{cm}$$

➢ **Diamètre des aciers :**

D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifié 99) :

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l^{max}}{3} \Rightarrow \emptyset_t \geq \frac{20}{3} = 6.67mm \quad \text{Soit } \emptyset_t = 8mm$$

Avec $\emptyset_l^{max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales

Nous adoptons A_t=2.01 cm^2 en 4HA8

➢ **La quantité d'armatures transversales minimale d'après (Art 7.4.2.2/RPA 99-VERSION 2003) :**

Niveaux	Poteaux (cm^2)	L_0 (m)	l_f (m)	$\lg = \frac{l_f}{a}$	
Cave/ss2	50x50	4.24	2.96	5.92	$\lambda_g \geq 5$
Rdc/2eme etage	45x45	4.42	3.094	6.87	
3eme/5eme	40x40	3.06	2.142	5.355	
toit	40x40	6.15	4.305	10.763	

➢ $\lambda_g \geq 5 \Longrightarrow A_t^{min} = 0.3\%S_t \times b$

Poteaux	$A_t^{min} = 0.3\%S_t \times b(cm^2)$		A_{ad} (cm^2)	Observation	
	Zone courante $S_t = 15cm$	Zone nodale $S_t = 10cm$		Zone courante	Zone nodale
50x50	2.25	1.5	3.02	**CV**	**CV**
45x45	2.025	1.35	3.02	**CV**	**CV**
40x40	1.8	1.2	3.02	**CV**	**CV**

- **Longueur de scellement droit Art A.6.2.23 / BAEL91 modifie 99 :**

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$

Pour les HA20 : $l_s = 70.55cm$ L_s=75 cm

Pour les HA16 : $l_s = 56.44$ cm L_s=60 cm

Pour les HA14 : $l_s = 49.38$ cm L_s=50 cm

- **Longueur de recouvrement :**

Pour fe = 400 MPa $\Longrightarrow$ L_r =40Ø

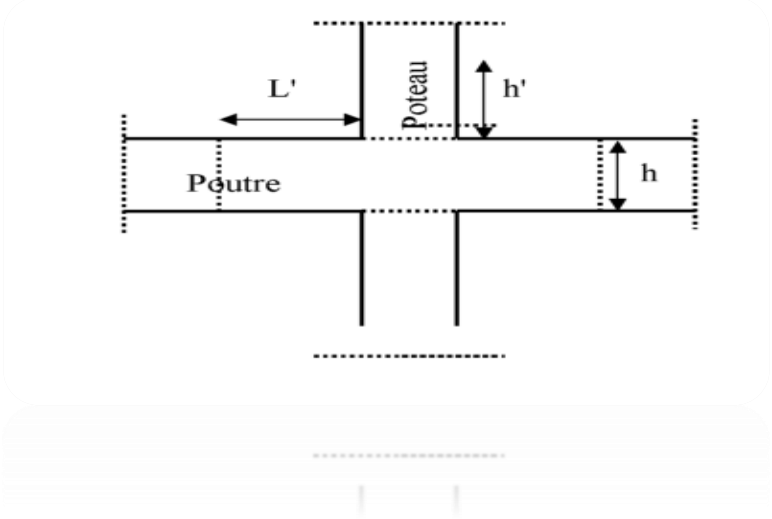
Pour les HA 20 : L_r =40x2=80 cm

Pour les HA16 : L_r =40x1.6=64 cm L_r=65cm

Pour les HA 14 : L_r =40x1.4=56 cmL_r=60cm

- **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et lesextrémités des barres qui y concourent. Les longueurs a prendre en compte dechaque barre sont données dans la figure ci-dessus.



h'=max (h_e/6 ;b_1 ;h_1 ;60cm)

Tel que :he : la hauteur d'étage – la hauteur de la poutre secondaire.

Section (cm²)	h (cm²)	h' (cm²)
50x50	**424**	max(64.83 ;50;50,60cm)=64.83 cm =65 cm
45x45	**442**	max(67.83 ;45;45,60cm)=68 cm = 70 cm
40x40	**306**	max(45.17/6 ;40;40,60cm)=60 cm

Tableau VI.1.4 : Détermination de la zone nodale

B- Vérification des contraintes tangentielles (RPA99 version 2003/Art 7.4.3.3) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le bétonτ_{bu} sous combinaison sismique doitêtre inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{T}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

τ_b : Contrainte de cisaillement
T : effort tranchant de la section étudiée
b : la largeur de la section étudiée
d : la hauteur utile (d = h-c)

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si} \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si} \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Notre cas :$\rho_d = 0.075$ car $\lambda_g \geq 5$

Donc$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0.075x25 = 1.875MPa$

Poteaux	b (cm)	d (cm)	T(KN)	$\tau_{bu}(MPa)$	$\tau_b = \frac{T}{bd}(MPa)$	$\tau_b \leq \tau_{bu}$
50x50	50	48	175.54	1.875	0.073	**CV**
45x45	45	43	175.54	1.875	0.090	**CV**
40x40	40	38	358.08	1.875	0.236	**CV**

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

C- Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$As \geq Amin = 0{,}23 \times \frac{ft28}{fe} \times b \times d$$

Poteau	A_{min}	$A_{adoptée}$	Obs
50x50	2.898	20.6	**CV**
45x45	2.337	18.71	**CV**
40x40	1.835	14.19	**CV**

VI.1.5 : Vérification à l'ELS:

1- Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$\mathbf{y_1 = y_2 + l_c}$

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée. Ic = $\frac{h}{2} - es$

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $\boldsymbol{y_2^3 + p.y_2 = 0}$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27}$

$$\begin{cases} p = -3.c^3 - \frac{90.A'}{b}(lc - c') + \frac{90.As}{B}.(d - lc)^2 \\ q = -2.c^3 - \frac{90.A'}{b}(lc - c') + \frac{90.As}{B}.(d - lc)^2 \end{cases}$$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5\,(\sqrt{\Delta - q}\,)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3.u}$

Si $\Delta < 0$: l'équation admet trois racines :

$y_2^1 = a.\cos(\frac{a}{3})$; $y_2^2 = a.\cos\left(\frac{a}{3} + 120°\right)$; $y_2^3 = a.\cos\left(\frac{a}{3} + 240°\right)$

Avec :
$$\begin{cases} \cos a = \frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

On tiendra pour y2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $\boldsymbol{0 < y1 = y2 + lc < h}$

Donc : $y1 = y2 + lc$

I= moment d'inertie de la section homogène.

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15[Au.(d - y_1)^2 + Au.(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_1 N_s}{I}$ $y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times fc28 = 0{,}6 \times 25 = 15\ MPa$

2-Vérification d'une section entièrement comprimée :

On calcul l'aire de la section homogène totale : S = b.h + 15(A1 + A2)

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance XG au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A1\,(0.5h - c') - A2\,(d - 0.5h)}{b.h + 15\,(A1 + A2)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b.h^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15[A_1(0.5h - c' - XG)^2 + A_2(d - 0.5h + XG)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{N_{ser}}{I} + \dfrac{N_{ser}\,(es - XG)\frac{h}{2} - XG}{I} \\ \sigma_{sup} = \dfrac{N_{ser}}{I} - \dfrac{N_{ser}\,(es - XG)\frac{h}{2} - XG}{I} \end{cases}$$

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier à fin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\begin{cases} \text{Contrainte admissible de l'acier : } \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte admissible du béton : } \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes est résumé dansles tableaux suivants :

poteau	**N (KN)**	**M (KN.m)**	**e (m)** $=\frac{Mu}{Nu}$	**OBS**	**A (cm^2)**	σ_b^{sup}	σ_b^{inf}	σ_s^{sup}	σ_s^{inf}	**OBS**
50x50	N^{max}=-1269.58	M^{cor}= -19.19	0.015	SEC	20.6	4.64	3.51	68.9	53.3	**CV**
	N^{min}= 1.75	M^{cor}= -9.507	5.433	SPC	20.6	0.34	0	4.41	-10.1	**CV**
	N^{cor}= 49.07	M^{max}= -87.694	1.787	SEC	20.6	3.22	0	42.7	-86.1	**CV**
45x45	N^{max}=-828.6	M^{cor} =32.272	0.039	SEC	18.71	4.46	1.95	65.2	30.9	**CV**
	N^{min}=-1.04	M^{cor}= 27.255	26.207	SPC	18.71	1.23	0	15.9	-36.7	**CV**
	N^{cor}= -48.96	M^{max}= 109.446	2.235	SPC	18.71	5.15	0	67.2	-137	**CV**
35x35	N^{max}= -471.09	M^{cor}= -7.833	0.017	SEC	14.19	2.77	1.88	40.9	28.9	**CV**
	N^{min}= -0.83	M^{cor}= -1.059	1.276	SEC	14.19	0.08	0	0.97	-1.9	**CV**
	N^{cor}= -28.37	M^{max}= 41.457	1.461	SEC	14.19	2.93	0	37.7	-75.4	**CV**

Tableau VI.1.5: Vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion :Toutes les conditions sont vérifiées, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes l'ELS.

➢ Les plans de ferraillages des poteaux :

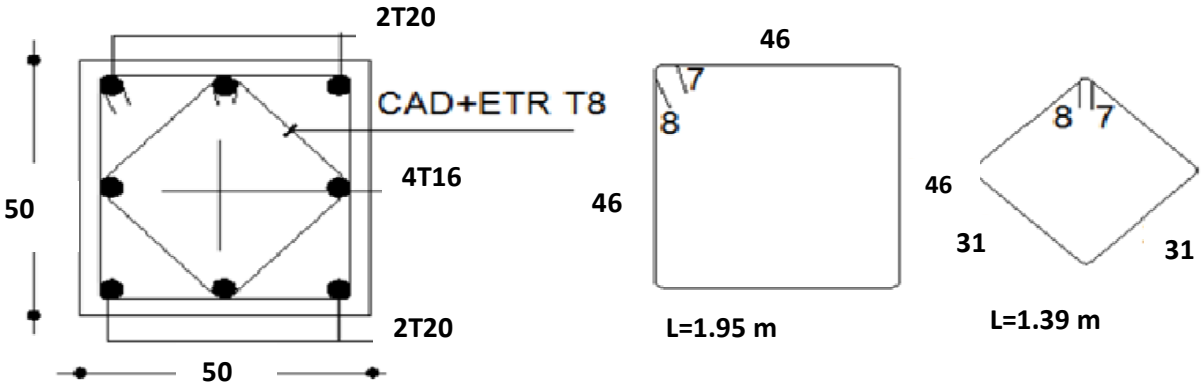


Figure VI.1.1 : Coupe du ferraillage des poteaux 50x50

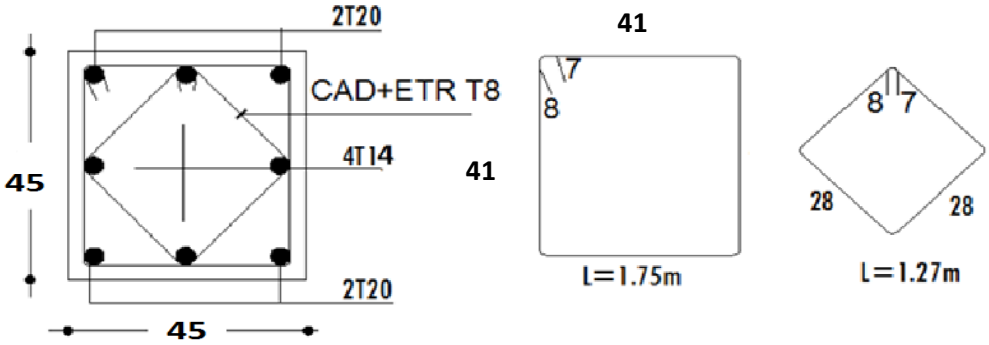


Figure VI.1.2 : Coupe du ferraillage des poteaux45x45

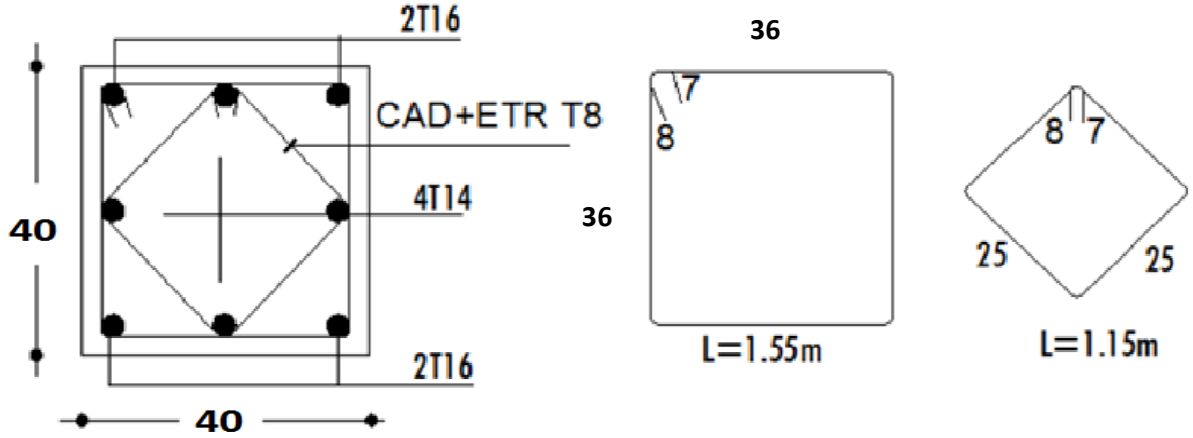


Figure VI.1.3 : Coupe du ferraillage des poteaux40x40

VI.2: FERRAILLAGE DES POUTRES :

VI.2.1 : Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des planchers vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant **T** et à un moment fléchissant **M**, qui sont extrait à partir de logiciel ***ETABS,*** ils sont donc calcules en flexion simple.

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, sous les combinaisons des charges les plus défavorables.

- Les combinaisons considérées pour le calcul sont :

✓ ELU **: 1.35G+1.50Q.**
✓ ELS **: G+Q.**
✓ RPA99 vs 2003 : **0.8G ±E**
G + Q ± E

VI.2.2: Recommandation du RPA99 version 2003 pour le ferraillage des poutres :

a- Armatures longitudinales (Art 7.5.2.2) :

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre et de 0.5% en toute section.

Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud. La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (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°.

Le diamètre minimal est de **12mm.**

On rappelle que les poutres principales sont dans le sens y-y et les poutres secondaires dans le sens x-x :

	Pourcentage minimal Amin=0.5% b h (cm²)	Pourcentage maximal (cm²)	
		Zone de recouvrement Amax=6% b h	Zone courante Amax=4% b h
Poutres principales (35x35)	6.125	73.5	49
Poutres secondaires (35x30)	5.25	63	42

Tableau VI.2.1 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

b- Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantité des armatures transversales minimales est donnée par :

At=0.003 x St x b

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, le minimum (h/4 ; 12ϕ)
- En dehors de la zone nodale : St ≤ h/2.

Avec :

Ø c'est le plus petit diamètre des armatures longitudinales.
S_t : espacement maximal entre les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3: Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

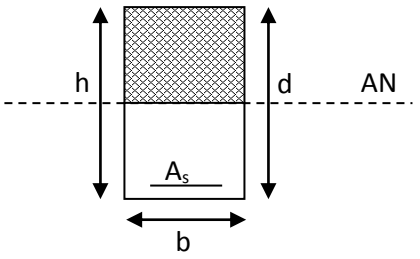
- As: section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A's : section supérieure la plus comprimée.
- A_s=max (A_{cal} ; $A_{s\ min\ RPA}$)
  $A_{s\ min\ RPA}$=0.5% bh
- Un moment de flexion M_u supporté par la section.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \dfrac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta},\ \gamma_b = 1{,}5 \rightarrow f_{bc} = 14{,}2\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s},\ \gamma_s = 1{,}15 \rightarrow \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

Si $\mu_b \le \mu_\ell = 0{,}392$ la section est Simplement Armée c-à-d la section ne comprendra que les aciers tendus alors : $A_s = \dfrac{M_u}{\beta d \sigma_s}$.



Si $\mu_b \ge \mu_\ell = 0{,}392$ la section est doublement armée c-à-d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

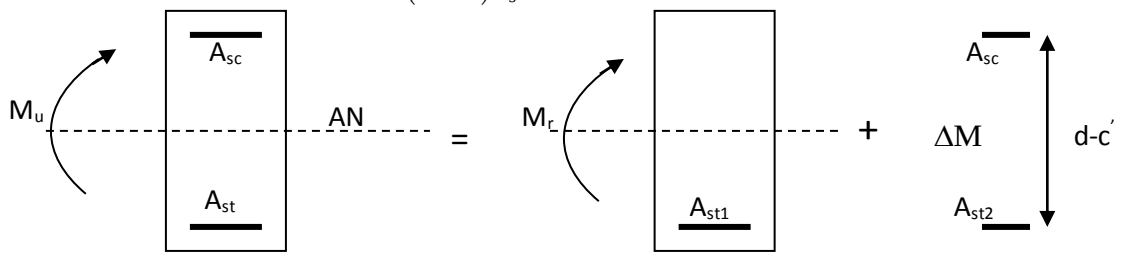
On calcul : $\begin{cases} M_r = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_r \end{cases}$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d\sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$
- Armatures comprimées : $A_s' = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$



Remarque: une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c-à-d $\Delta M \langle 0{,}4M_u$ (Art BAEL B66).

❖ **Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :**

1- Ferraillage des poutres secondaires (35x30) cm² :

$A_{s\ min\ RPA}$=0.5% bh=5.25 cm²

Zone	Localisation	M_u (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} (cm²)	$A_{s\ min}$ (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
Zone I	**Travée**	38.425	0.082	SSA	0.957	3.49	**5.25**	3HA14+2HA12 = 6.88
	Appuis	87.672	0.188		0.895	8.53		3HA14+3HA14 =9.23
Zone II	**Travée**	35.193	0.076	SSA	0.960	3.19		3HA14+3HA12=8.01
	Appuis	77.037	0.166		0.909	7.38		3HA14+3HA12=8.01
Zone III	**Travée**	32.234	0.069	SSA	0.965	2.91		3HA14+2HA12 =6.88
	Appuis	84.255	0.182		0.899	8.16		3HA14+3HA14=9.23

Tableau VI.2.2 : Ferraillage des poutres secondaires

Remarque : Tout les moments **max** ont était trouvés à L'ELU.

Exemple de calcule pour les armatures en travées des poutres secondaires :

➢ Calcul du moment réduit :

$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} =$ 38.425 10^3 / (30x33²x14.2)=0.957

$$\text{Avec : } f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2\text{MPa}$$

$\mu = 0.957 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ SSA

$\mu = 0.957 \longrightarrow \beta = 0.964$ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

- **Armatures principales :**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d\, \sigma_{st}} = \quad 38.425\ 10^3 / (0.957 \text{x} 33^2 \text{x} 14.2) = 3.49\ \text{cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

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

- $\gamma_s = 1$ *cas accidentel*
- $\gamma_s = 1.15$ *autre cas*

2- Ferraillage des poutres principales (35x35) cm² :

Zone	Localisation	M_u (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} (cm²)	**$A_{s\ min}$ (cm²)**	$A_{adoptée}$ (cm²)
Zone I	Travée	54.515	0.100	SSA	0.947	5.01		3HA14+2HA12 = 6.88
	Appuis	76.858	0.142		0.923	7.25		3HA14+2HA12 = 6.88
Zone II	Travée	87.251	0.161	SSA	0.912	8.33	**6.125**	3HA14+3HA14 =9.23
	Appuis	90.955	0.168		0.907	8.73		3HA14+3HA14 =9.23
Zone III	Travée	68.109	0.126	SSA	0.932	6.36		3HA14+2HA12 = 6.88
	Appuis	95.791	0.178		0.901	9.15		3HA14+3HA14 =9.23

Tableau VI.2.3 : Ferraillage des poutres principales

Remarque : Tout les moments **max** ont était trouvés à L'ELU

- **Exemple de calcule pour les armatures en travées des poutres principales :**

- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \quad 54.515\ 10^3 / (35 \text{x} 33^2 \text{x} 14.2) = 0.100$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2\text{MPa}$$

$\mu = 0.100 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ SSA

$\mu = 0.118 \longrightarrow \beta = 0.947$ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

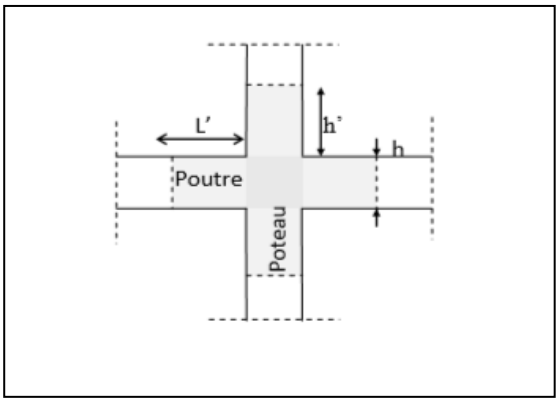
- **Armatures principales :**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d\ \sigma_{st}} =$$ 54.515 10^3 / (0.947x33^2x14.2)=5.01 cm^2

VI.2.4: Calculs des armatures transversales (Art 7.5.2.2 /RPA99) :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Délimitation de la zone nodale :**



Avec :

$L' = 2h$

h'= max $\{\frac{he}{6}$; b1 ; h1 ; 60$\}$ cm.

h: Hauteur des poutres.
b1 et h1 : dimensions du poteau.
he : hauteur entre nus des poutres.

L'= 2×35 = 70 cm : poutres principale de (35 x 35).
L'= 2×35 = 70 cm : poutres secondaire de (35 x 30).

- **Disposition constructives :**

Conformément au CBA 93 annexe E, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est aux moins égales:

- à 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- à 1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inferieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

- Selon BAEL 91 modifie 99 le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante : $\phi t < \min\{h/35, \phi l, b_0/10\}$

- h/35 = 35/35 = 1cm
- ϕl = 1,2cm
- $b_0/10$ = 30/10 = 3 cm **(PS)**
- $b_0/10$ = 35/10 = 3.5 cm **(PP)**

ϕt =1 cm ⟹ ϕt =8 mm.

✓ **La section d'armatures transversales :**

$A_t=(4 \times 3.14 \times \phi t^2) / 4 = 2.01\ cm^2$

On choisira un cadre et un étrier **A_t=2.01 cm² = 4HA8**

➢ **Espacement des armatures transversales St :**

Les espacements seront donnés comme suit :

- Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura :

$St_1 \leq \min(0{,}9d; 40cm)$ **avec** d=h-c

On a : h poutres principales = h poutres secondaires =35 cm

donc : $St_1 \leq \min(29.7; 40cm) \Longrightarrow St_1 = 30$ cm

- D'après le RPA2003 Art 7 .5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

❖ **la zone nodale** : $St \leq \min(h/4 ; 12\phi)$

❖ **En dehors de la zone nodale :** $St \leq h/2$

Ce qui donne :

✓ **Poutres principales :**

- $St \leq \min(8.75 ; 19.2)$ ⇒ **St = 7 cm……. (Zone nodale)**
- St = 35/2=**17.5cm** ⇒ **St = 15 cm ……..(en dehors de la zone nodale)**

✓ **Poutres secondaires :**

- $St \leq \min(8.75 ; 16.8)$ ⇒ **St = 7 cm……. (Zone nodale)**
- St = 35/2=**17.5cm** ⇒ **St = 15 cm ……..(en dehors de la zone nodale)**

➢ **Vérification des armatures transversales :**

$$\mathbf{At_{min}= 0.003} \times St \times b \leq At$$

✓ **Poutres principales :**

-Dans la zone nodale

$At_{min} = 0{,}003 \times 7 \times 35 = 0.735\ cm^2 < 2.01\ cm^2 \Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

-En dehors de la zone nodale

$At_{min} = 0{,}003 \times 15 \times 35 = 1.575\ cm^2 < 2.01\ cm^2 \Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

✓ **Poutres secondaires :**

-Dans la zone nodale

✓ $At_{min} = 0{,}003 \times 7 \times 30 = 0.63\ cm^2 < 2.01\ cm^2 \Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

-En dehors de la zone nodale

✓ $At_{min} = 0{,}003 \times 15 \times 30 = 1.35\ cm^2 < 2.01\ cm^2 \Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

POUTRE	ZONE	ESPACEMENT (cm)
PP	courante	7
	nodale	15
PS	courante	7
	nodale	15

Tableau VI.2.4 : Récapitulatif des espacements

VI.2.5: Vérification à l'ELU :

1- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.21) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales (35x35) cm² :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 35 \times 33}{400} = 1.39\ cm^2 < A_{adopté}$$

- Poutres secondaires (35x30) cm² :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33}{400} = 1.19\ cm^2 < A_{adopté}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2- Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91Art A.5.1.1) :

La contrainte tangentielle conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisibles la contrainte doit vérifier

$$\overline{\tau_u} \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min(3.33MPa, 5MPa) = 3.33MPa$$

- Poutres principale (30x35) cm² : $T_u^{max} =$ 147.53 KN

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \frac{147530}{350x330} = 1.27\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33MPa \Longrightarrow \textbf{CV}$$

- Poutres secondaire (35x30) cm² : $T_u^{max} =$ 81.98 KN

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{81980}{300x330} = 0.83\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33MPa \Longrightarrow \textbf{CV}$$

3- Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis (BAEL91 Art 5.1.32) :

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0.4 \times \frac{0.9 b f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principale (35x35) cm² : $T_u^{max} =$ 147.53 KN

$T_u =$ 147.53KN $\leq \overline{T_u} =$ 693 KN $\Longrightarrow$ **CV**

- Poutres secondaire (35x30) cm² : $T_u^{max} =$ 81.98 KN

$T_u =$ 81.98 KN $\leq \overline{T_u} =$ 594 KN $\Longrightarrow$ **CV**

4- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art A.5.1.32/BAEL 91 modifié 99) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $(Tu + \frac{M_u^a}{0,9 .d}) > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(Tu + \frac{M_u^a}{0,9 .d})$

D'où $As \geq \frac{1.15}{fe} (Tu + \frac{M_u^a}{0,9 .d})$

Si $(Tu + \frac{M_u^a}{0,9 .d}) < 0$ ⟶ La vérification n'est pas nécessaire.

- Poutres principales :

$(Tu + \frac{M_u^a}{0,9 .d}) = 147.53 - \frac{95.791}{0,9.0,33} =$ -174.99 KN

- Poutres secondaires :

$(Tu + \frac{M_u^a}{0,9 .d}) = 81.98 - \frac{87.672}{0.9x033} =$ -213.21 KN

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

5- Vérification de l'entrainement des barres (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

1- La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence

- $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\ MPa$

  $\Psi_s = 1.5\ (Acier\ haute\ adhérence)$

  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 MPa$

2- La contrainte d'adhérences d'entrainement :

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i}$

T_u : effort tranchant

$\sum u_i$:Somme des périmètres utiles des barres. $\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi$

n : nombre de barres

	Poutre principales	Poutres secondaire
$T_u(KN)$	147.53	81.98
d	0.33	0.33
$\sum U_i\ (mm)$	2x3x14x3.14=263.76 2x3x14x3.14=263.76 } = 527.52	(3x14+2x12)3.14=207.24 2x3x14x3.14=263.76 } =471
$\tau_{se}(MPa)$	0.01	0.58
Observation	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau VI.2.5 : Récapitulatif de la Vérification de l'entrainement des barres

La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entrainement des barres

6- Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\overline{\tau_s}}$$

- $la\ contrainte\ d'adhérence\ \overline{\tau_s} = 0.6\ \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835MPa$

Avec : $\Psi_s = 1.5\ (Acier\ haute\ adhérence)$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1MPa$

Pour les HA12: $l_s =$ 42.32 cm

Pour les HA14 : $l_s =$ 49.38 cm

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encrée mesuré au moins la =0.4 x l_s

Pour les HA12 : $l_a = 0.4\ x$ 40.32= 16.93 cm

Pour les HA14 : $l_a = 0.4\ x$ 49.38= 20 cm

7- La longueur minimale de recouvrement est des 40Ø en zone IIa :

Pour les HA12 : L_r= 40x1.2= 48 cm

Pour les HA14 : L_r= 40x1.4 =56 cm

VI.2.6: Vérification à L'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

1- Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPA$

On détermine $\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$

Puis on déduit les valeurs de β_1 et K_1

- $\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_S}{K_1} en\ (MPa)$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➢ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales :

Zone	Localisation	M_s (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	ρ_1	β_l	K_l	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	OBS
Zone 1	Travée	39.722	6.88	0.595	0.886	28.86	197.46	6.84	15	CV
	Appuis	56.01	6.88	0.595	0.886	28.86	278.44	9.64	15	CV
Zone 2	Travée	63.656	9.23	0.799	0.872	24.06	239.66	9.96	15	CV
	Appuis	86.76	9.23	0.799	0.872	24.06	323.49	13.5	15	CV
Zone 3	Travée	49.671	6.88	0.595	0.886	28.86	246.92	8.56	15	CV
	Appuis	69.816	9.23	0.799	0.872	24.06	262.86	10.93	15	CV

➢ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires :

Zone	Localisation	M_s (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	ρ_1	β_l	K_l	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	OBS
Zone 1	Travée	27.927	6.88	0.695	0.879	26.12	139.93	5.36	15	CV
	Appuis	63.799	9.23	0.932	0.864	21.76	242.43	11.14	15	CV
Zone 2	Travée	25.558	8.01	0.809	0.871	23.25	111.01	4.77	15	CV
	Appuis	56.06	8.01	0.809	0.871	23.25	243.49	10.47	15	CV
Zone 3	Travée	23.389	6.88	0.695	0.879	26.12	117.19	4.49	15	CV
	Appuis	61.184	9.23	0.932	0.864	21.76	232.49	10.7	15	CV

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

2- Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. D'après les règles BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
3. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

✓ **Sens principale :**

Avec : h=35cm ; L=450m ; $f_e = 400MPA$; A_u= 10.05 cm²

M_a=69.816 KNm M_t=63.656 KNm

1. $\frac{h}{L} = \frac{35}{450} = 0.077 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ ⟹ **Condition vérifiée.**

2. $\frac{Au}{b \times d} = \frac{9.23}{35x33} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ ⟹ **Condition vérifiée.**

3. $\frac{h}{L} = \frac{35}{450} = 0.077 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.087$ ⟹ **Condition vérifiée.**

✓ **Sens secondaire :**

Avec : h=35cm ; L=370m ; $f_e = 400MPA$; A_u= 9.23 cm²

M_a=63.799 KNm M_t=27.927 KNm

1. $\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ ⟹ **Condition vérifiée.**
2. $\frac{Au}{b \times d} = \frac{9.23}{30x33} = 0.009 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ ⟹ **Condition vérifiée.**
3. $\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.04$ ⟹ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

VI.3: FERRAILLAGE DES VOILES:

VI.3.1: Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et desforces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexioncomposée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes**(G)** et aux surcharges d'exploitation (**Q),** ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailler nos voiles par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau.

Avec :

Zone ICAVE, SS1, SS2 ⟹

Zone IIRDC, ET1, ET2 ⟹

Zone IIIET3, ET4, ET5 ⟹

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous.

Selon le BAEL 91 : ELU (1.35G+1.5Q)

ELS (G+Q)

Selon RPA99 modifié en 2003 : G+Q±E

0.8G±E

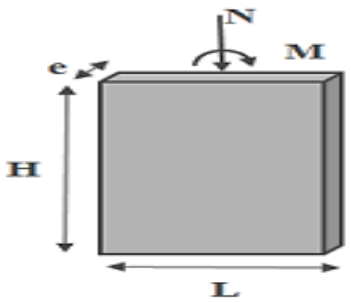


Figure VI.3.1 : La convention de signes pour les efforts internes dans les voiles.

VI.3.2: Méthodes de calcul :

IL existe plusieurs méthodes de calcul de ferraillage des voiles parmi les quelles :

- **Méthodes des bandes** qui repartie les aciers en fonction de la distribution des contraintes selon la longueur du voile.
- **Méthode classique** qui consiste au calcul de section d'acier en flexion composée qui regroupe toute lasection d'acier à l'extrémité duvoile. Cette méthode est simple mais nécessite la connaissance du bras de levier des aciers (ce qui ne correspond pas à l'enrobage commec'est le cas pour les poteaux et les poutres). Un calcul par étapes doit se faire en fonction dela section calculée et des aciers retenus).

La méthode utilisée est la méthode des bandes, qui se fait pour une bande de 1m de largeur(**d**).

- **Exposé de la méthode des bandes :**

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : **B :** section du béton ;

I : moment d'inertie du trumeau ;

V et V' : Bras de levier $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par la formule suivante (art.7.7.4. RPA2003)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right) \quad ; \quad L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

Avec : $\mathbf{h_e}$**:** Hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$\mathbf{L_c}$ **:** Longueur de la zone comprimée

1- Efforts normaux :

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée:**

$N_i = \frac{\sigma_{max} - \sigma_1}{2} . d . e$

$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} . d . e$

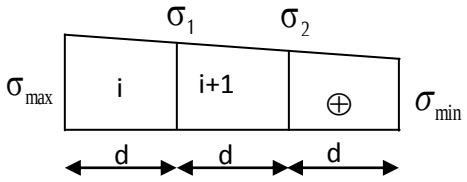


Figure VI.3.2 : Diagramme d'une section entièrement comprimé.

Avec : **e :** épaisseur du voile

- **Section partiellement comprimée :**

$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} . d . e$

$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} . d . e$

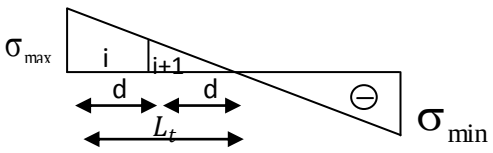


Figure VI.3.3 : Diagramme d'une section partiellement comprimée

- **Section entièrement tendue :**

$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} . d . e$

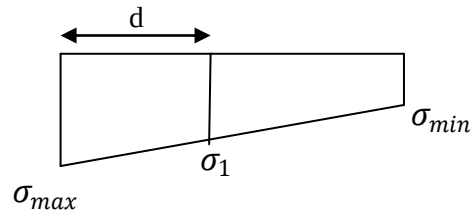


Figure VI.3.4: Diagramme d'une section entièrement tendue.

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en d'inversion de l'action sismique.

*σmax et σmin : Sont de signe positif on aura section entièrement tendue (S.E.T).
*σmaxet σmin : Sont de signe négatif on aura section entièrement comprimée (S.E.C).
*σmaxet _σmin : Sont des signes contraires on aura section partiellement comprimée (S.P.C).

2- Sections d'armatures :

- **Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 modifié 2003)**

- **Section entièrement comprimée :** $A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$ **Avec :B :** section du voile

- Situation accidentelle : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$ avec : $\gamma_s = 1$
- Situation accidentelle : $\sigma_s = \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_s} = 21,25$ MPa avec : $\gamma_s = 1$

- **Section partiellement comprimée :** $\mathbf{A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}}$

- **Section entièrement tendue** $\mathbf{A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}}$

- **Armatures horizontales :**

***Exigence du RPA** : (**Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003) :**

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $\mathbf{10\emptyset}$
- La section des armatures horizontales doit être : $\mathbf{A_H > 0,15\ \%}$ **. B**
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

***Exigence du BAEL**: **(Art A.8.2,4/BAEL 91 modifié 99):** $A_H = \frac{A_v}{4}$

✓ **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux: (Art 7.7.4.3 RPA99 modifié 2003)**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile $\mathbf{A_v}$ et $\mathbf{A_h} \geq \mathbf{15}$ % **. B**
- Zone courante : $\mathbf{A_v}$ et $\mathbf{A_h} \geq \mathbf{10}$ % **.**

➢ **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 modifié 2003.**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

➢ **Armatures minimales :**

▪ **Section entièrement comprimée : (SEC) (Art A.8.1,21/BAEL91modifié 99)**

$$A_{min} \geq 4\ cm^2/ml$$

$$0{,}2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0{,}5\%$$

▪ **Section partiellement comprimée :(SPC)**

- **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{min} \geq \frac{0{,}23.B.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0{,}2\% . B$$

▪ **Section entièrement tendue : (SET)**

- **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{min} \geq \frac{0{,}23.B.f_{t28}}{f_e} \Longrightarrow A_{min} \geq 0{,}15\% . B$$

➢ **Diamètre minimum : (Art A7-7-4.3/ RPA99 modifié 2003)**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

➢ **Armature pour les potelets :** Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $> 4HA10$ ligaturée avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pasêtre supérieur à l'épaisseur du voile.

➢ **Espacement :(Art 7.7.4.3/RPA99 modifié 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $s_t \leq \min(1{,}5e\ ;\ 30\ cm) \Longrightarrow s_t \leq \mathbf{30\ cm}$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm

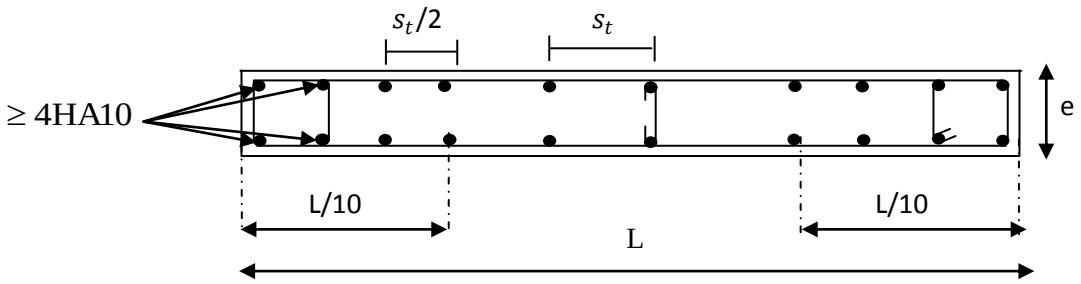


Figure VI.3.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- **40**∅Pour lesbarres 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.

- **Armatures de coutures : (Art 7.7.4.3 R.P. A 99 version 2003) :**

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 :

$\mathbf{A_{vj} = 1,1\ \frac{V}{f_e}}$**,V=1,4T**

Avec : **T :** Effort tranchant calculé au niveau considéré.

- **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. $\phi_{max} = \frac{e}{10} = 25mm$

VI.3.5: Vérifications à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{B + 15A} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.f_{c28} = 15MP_a$$

Avec : $\mathbf{N_S}$ **:** Effort normal appliqué
B : Section du bêton
$\mathbf{A_a}$ **:** Section d'armatures adoptée.

1- Vérification de la contrainte de cisaillement:

- ✓ **D'après le RPA (Art 7.7.2. RPA 99 modifié 2003)**

On doit vérifier que :$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = 0{,}2f_{c28} = 5\ MPa}$

Avec :**b :** Epaisseur du linteau ou du voile .
d : Hauteur utile (d =0,9 h) .
h : Hauteur totale de la section brute.

- ✓ **D'après le BAEL (Art 5.1, 1/BAEL91 modifiées 99)**

On doit vérifier que :$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = min\left\{\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MP_a\right\}}$ =3,33MP_a

Pour la fissuration préjudiciable.

- **Exemple de calcul :**

a) Ferraillage de voile transversal plein VT1:

Avec : $L = 4\ m \quad ; \quad e = 0.25\ m \quad ; \quad B = 1\ m^2$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 5895.86\ KN/m^2 \\ \sigma_{min} = -\frac{13160.1KN}{m^2} \end{cases} \Longrightarrow \textbf{Section partiellement comprimée}$$

b) Largeur de la zone comprimée:

$$\mathbf{L_c} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} L = \frac{5895.86}{5895.86+13160.1} x\ 4 = 1.73m \qquad \Longrightarrow \mathbf{L_c = 1.24m}$$

c) Largeur de la zone tendue:

$$\mathbf{L_t} = L - L_c = 4 - 1.24 = 2.27m \qquad \Longrightarrow \mathbf{L_t = 2.76\ m}$$

d) Calcul « d » :

$$\mathbf{d} \leq \min\left(\frac{h_e}{2}\ ;\ \frac{2}{3}L_c\right) = \min(1.95\ ;\ 0.83) \qquad \Longrightarrow \mathbf{d} = 0.83\ m$$

he =hetage –h poutre = 4.24-0.35= 3.89 m

e) Calcul des armatures :

Soit un tronçon $d = 0.83$ m

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}\,(Lt - d)}{L_t} = 9202.53\ KN/m^2. \qquad \boldsymbol{\sigma_1} = 9202.53\ KN/m^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1+\sigma_{min}}{2}.d.e \qquad \Longrightarrow \mathbf{N_1} = 410.60\ KN.$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2}.d.e \qquad \Longrightarrow \mathbf{N_2} = 954.76\ KN.$$

1- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{410.60}{40} = 10.26cm^2 \qquad \Longrightarrow \mathbf{A_{v1}} = 10.26cm^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{954.76}{40} = 23.87cm^2 \qquad \Longrightarrow \mathbf{A_{v2}} = 23.87cm^2$$

2- Armatures minimales :

$$A_{min} = \max\left(0{,}2\%\ B\ ;\ \frac{B.f_{t28}}{f_e}\right) \qquad \text{Avec : } B = d.e$$

$$A_{min} = \max(4.15x\ 10^{-4}\ ;\ 10.89x10^{-4}) = 10.89\ x10^{-4}$$

$$A_{v\ calculé} = \frac{A_{min}.L}{2d} = \frac{10.89x4}{2x1} = 26.24 \qquad \Longrightarrow \mathbf{A_{v\ calculé}} = 26.24\ cm^2$$

3- Armatures de couture :

$$\mathbf{A_{vj} = 1{,}1\ \frac{V}{f_e} = 1.1\frac{1.4x113.22}{40} = 4.36\ cm^2}\ , \qquad \mathbf{V = 1{,}4T}$$

Calcul des sections totales :

$A_1 = A_{v1} + \frac{\mathbf{A_{vj}}}{\mathbf{4}} = 11.35\ cm^2$ **/ bande**

$A_2 = A_{v2} + \frac{\mathbf{A_{vj}}}{\mathbf{4}} = 24.96\ cm^2$ **/ bande**

Ferraillage adopté :

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1er bande	A_1=11.35 cm²	**2x(4HA14)=12.30cm²**	**St=15 cm**
2éme bande	A_2=24.96 cm²	**2x(12HA12)=25.76 cm²**	**St=20 cm**

Tableau VI.3.3 : Ferraillage adopté.

4- Armatures horizontales :

✓ D'après le BAEL 91 : $\mathbf{A_H} = \frac{A_{vadopté}}{4} = 8.05\ cm^2$.

✓ D'après le RPA 99 : $\mathbf{A_H} > 0{,}15\ \%.B = 0{,}15\ \% \times 1000 = 15\ cm^2$.

Soit : $A_{vadopt\ é/nappe} = 15HA12 = 16.96\ cm^2$ avec : $\mathbf{S_t = 25\ cm}$.

5- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

f) Les vérifications :

- **Vérifications à l'ELS :**

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{N_S}{B+15A} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.f_{c28} = 15MP_a$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{B + 15A} = \frac{1110.88x10^3}{1000000 + 15x50.28x10^2} = 1.03\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 1.03\ MP_a < \overline{\sigma_{bc}} = 15MP_a$ ⟹ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

✓ D'après le RPA99 :

$\tau_u = \frac{1.4.V}{b.0.9.L} = \frac{1{,}4x113.22x10^3}{1000x0.9x4000} = 0.04MPa \leq \overline{\tau_u} = 0{,}2\ f_{c28} = 5\ MPa$ ⟹ **Condition vérifiée.**

✓ D'après le BAEL 91 :

$\tau_u = \frac{V}{b.0.9L} = 0{,}03\ MPa \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MP_a\right\} = 3{,}26MP_a$ ⟹ **Condition vérifiée.**

Pour la fissuration préjudiciable.

➢ **Les résultats de ferraillage et des vérifications sont résumé dans les tableaux ci-dessous :**

Voile transversal : L = 4.00 m

			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques.	Nom du voile		VT1		
	L(m)		4.00	4.00	4.00
	e(m)		0.25	0.25	0.25
	B(m^2)		1.00	1.00	1.00
Sollicitations de calcul	σ_{max} (σ_{max}		5895.86	10035.74	4934.96
	σ_{min} (KN/m^2)		13160.10	10460.97	12318.88
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u(KN)		1131.36	155.26	753.91
	L_C(m)		1.24	1.96	1.14
	L_T(m)		2.76	2.04	2.86
	d(m)		0.83	1.31	0.76
	σ_1(KN/m^2)		9202.53	3743.39	9045.33
	N(KN)	N_1	410.60	1100	310.99
		N_2	954.76	612.98	859.31
Ferraillage des voiles	A_v(cm^2)	A_{v1}/bande	10.26	27.50	7.77
		A_{v2}/bande	23.87	15.32	21.48
	A_vj(cm^2)		4.36	5.98	29.03
	A_{min} (cm^2)		10.89	17.19	9.98
	$A_{v\ adopt\ ée}$(cm^2)	Bonde 1	12.30	31.42	15.4
		Bonde 2	25.76	18.10	30.78
	Choix des barres	Bonde 1	**2*4HA14**	**2*5HA20**	**2*5HA14**
		Bonde 2	**2*12HA12**	**2*8HA12**	**2*10HA14**
	$A_{v\ calcul\ ée}$(cm^2)	Bonde 1	11.35	28.99	15.03
		Bonde 2	24.96	16.82	28.74
	Espacement (cm)	Bonde 1	**1**	**20**	**15**
		Bonde 2	**20**	**20**	**20**
	A_H/nappe(cm^2)		8.05	8.05	8.05
	A_H=0.0015 B (cm^2) /bande		15	15	15
	Choix des barres/nappe(cm^2)		**15HA12**	**15HA12**	**15HA12**
	$A_{H\ choisie}$ (cm^2)/nappe		16.96	16.96	16.96
	Espacement (cm)		**25**	**25**	**25**
	Armatures transversales		4 Epingles HA8/m^2		
Vérification des contraintes	Contraintes	$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 3.26$	0.03	0.043	0.209
		$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 5$	0.04	0.06	0.29
	ELS	N_s(KN)	1110.88	973.17	798.26
		$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15$	1.03	0.74	0.74

Tableau VI.3.4 : Résumé des résultats de ferraillage et des vérifications du Voile transversal.

Voile longitudinal : L = 2.00 m

			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques.	Nom du voile		VT1		
	L(m)		2.00	2.00	2.00
	e(m)		0.25	0.25	0.25
	B(m^2)		0.5	0.5	0.5
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/m^2)		7842.64	2383.94	2436.90
	σ_{min} (KN/m^2)		15065.62	6768.10	6265.83
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u(KN)		50.98	164.08	135.85
	L_C(m)		0.68	0.52	0.56
	L_T(m)		1.32	1.48	1.43
	d(m)		0.45	0.35	0.37
	σ_1(KN/m^2)		9929.61	5167.54	4644.60
	N(KN)	N_1	288.90	70.02	74.98
		N_2	558.54	226.10	214.81
Ferraillage des voiles	A_v(cm^2)	A_{v1}/bande	7.22	1.75	1.87
		A_{v2}/bande	13.96	5.65	5.37
	A_vj(cm^2)		4.361.96	6.32	5.23
	A_{min} (cm^2)		5.91	4.59	4.59
	$A_{v\ adopt\ ée}$(cm^2)	Bonde 1	9.04	9.04	9.04
		Bonde 2	16.08	9.04	9.04
	Choix des barres	Bonde 1	**2*4HA12**	**2*4HA12**	**2*4HA12**
		Bonde 2	**2*4HA16**	**2*4HA12**	**2*4HA12**
	$A_{v\ calcul\ ée}$(cm^2)	Bonde 1	7.71	3.33	3.18
		Bonde 2	14.45	7.23	6.67
	Espacement (cm)	Bonde 1	**15**	**15**	**15**
		Bonde 2	**20**	**20**	**20**
	A_H/nappe(cm^2)		4.02	2.26	2.26
	A_H=0.0015 B (cm^2) /bande		7.5	7.5	7.5
	Choix des barres/nappe(cm^2)		**10HA10**	**10HA10**	**10HA10**
	$A_{H\ choisie}$ (cm^2)/nappe		7.85	7.85	7.85
	Espacement (cm)		**20**	**20**	**20**
	Armatures transversales		4 Epingles HA8/m^2		
Vérification des contraintes	Contraintes	$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 3.26$	0.06	0.18	0.15
		$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 5$	0.10	0.25	0.21
	ELS	N_s(KN)	1068.31	875.32	658.95
		$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15$	1.99	1.66	1.25

Tableau VI.3.5 : Résumé des résultats de ferraillage et des vérifications du Voile longitudinal VL1=2 m.

Voile longitudinal: L = 1.10m.

			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques.	Nom du voile		VT1		
	L(m)		1.1	1.1	1.1
	e(m)		0.25	0.25	0.25
	$B(m^2)$		0.275	0.275	0.275
Sollicitations de calcul	σ_{max} (σ_{max})		9318.49	3021.02	2414.89
	σ_{min} (KN/m^2)		15501.92	8182.49	7710.37
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	$V_u(KN)$		244.82	153.58	137.61
	$L_C(m)$		0.42	0.30	0.26
	$L_T(m)$		0.68	0.80	0.84
	d(m)		0.28	0.20	0.17
	$\sigma_1(KN/m^2)$		9118.78	6136.12	6149/94
	N(KN)	N_1	223.41	51.13	33.16
		N_2	319.16	153.40	130.69
Ferraillage des voiles	$A_v(cm^2)$	A_{v1}/bande	5.58	1.28	0.83
		A_{v2}/bande	7.98	3.84	3.27
	$A_vj(cm^2)$		9.43	5.91	5.30
	A_{min} (cm^2)		3.675	2.63	2.23
	$A_{v\ adopt\ ée}(cm^2)$	Bonde 1	9.24	4.52	4.52
		Bonde 2	12.30	9.04	9.04
	Choix des barres	Bonde 1	**2*3HA14**	**2*2HA12**	**2*2HA12**
		Bonde 2	**2*4HA14**	**2*4HA12**	**2*4HA12**
	$A_{v\ calcul\ ée}(cm^2)$	Bonde 1	7.94	2.76	2.16
		Bonde 2	10.34	5.32	4.60
	Espacement (cm)	Bonde 1	**10**	**15**	**15**
		Bonde 2	**15**	**18**	**20**
	A_H/nappe(cm^2)		3.075	2.26	2.26
	A_H=0.0015 B (cm^2) /bande		4.125	4.125	4.125
	Choix des barres/nappe(cm^2)		**8HA10**	**8HA10**	**8HA10**
	$A_{H\ choisie}$ (cm^2)/nappe		6.28	6.28	6.28
	Espacement (cm)		**15**	**15**	**15**
	Armatures transversales		4 Epingles HA8/m^2		
Vérification des contraintes	Contraintes	$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 3.26$	0.89	0.56	0.51
		$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 5$	1.26	0.79	0.71
	ELS	$N_s(KN)$	1059.47	887.74	630.17
		$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15$	3.45	2.94	2.09

Tableau VI.3.6 : Résumé des résultats de ferraillage et des vérifications du Voile longitudinal

VL2=1.1 m.

Chapitre VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1: Introduction :

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Les fondations doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

✓ Fondations superficielles :

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

✓ Fondation semi profondes :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

On peut citer :

- Les puits : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

✓ Fondations profondes :

Elles sont utilisées pour des sols de faible capacité portante lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieure à **5 m**, on distingue :

- **Les pieux :** qui sont des colonnes en béton armé, réalises in situ ou préfabriqués introduites, dans des forages dans le sol.

VII.2: Différentes fonctions des fondations :

- ✓ Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.
- ✓ Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, séisme…….etc.).
- ✓ Limitation des tassements compatibles.

VII.3: Etude de sol :

Une étude préalable du sol a donné la valeur 0,24 MPa = 2.4bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol})

VII.4: Choix de la fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement.
- Le mode constructif.
- Stabilité totale de l'ouvrage.

Dans le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles filantes et le radier en fonction des résultats de dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable :

- La surface des semelles filantes doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_{sol}}}$ avec : $\overline{\sigma_{sol}} = 2.4bar$=240KN/$m^2$

Dans notre cas nous avons deux fondations décalées :

-Fondation Cave

-Fondation Sous-sol 1.

1- Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « Nser » qui est obtenue à la base de tous les poteaux de la cave**.** **A x B** $\geq \frac{Ns}{\sigma_{sol}}$

- **Homothétie des dimensions** :

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{50} = 1$ (poteaux carre A=B).

D'où : B$\geq \sqrt{\frac{Ns}{\sigma_{sol}}}$

Exemple : Nser = 1269.58 kN ; sol =240 kN/m2 ; profondeur égale a 1 m

D'ou : **B = 2,29 m**

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

2- Semelles filantes :

- **Cave** :

a- Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort : $Ns = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L}$ D'où : $B \geq \frac{N_s}{L.\overline{\sigma_{sol}}}$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile sens transversal				
Voile	**L(m)**	**N_s(KN)**	**B(m)**	**S = B.L (m^2)**
VT1	**4**	**1110.88**	**1.16**	**4.64**

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)

Voile sens longitudinal				
Voile	**L(m)**	**N_s(KN)**	**B(m)**	**S = B.L (m^2)**
VL1	**2**	**1068.31**	**2.23**	**4.4**
VL2	**1.1**	**1059.47**	**4.01**	**4.41**
		La somme des surfaces		**8.81**

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinales)

$S_v = \sum S_i = \sum B_i * L_i = 13.45\ m^2$ Avec : S_v: Surface totale des semelles filantes voiles.

b- Semelles filantes sous poteaux :

✓ **Hypothèses de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure $\boldsymbol{e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i}}$
- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

Si : $\boldsymbol{e > \frac{L}{6}}$ ⟹ **Répartition triangulaire.**

Si : $\boldsymbol{e \leq \frac{L}{6}}$ ⟹ **Répartition trapézoïdale.**

Avec : $q_{min}^{max} = \frac{R}{L}(1 \pm \frac{6e}{L})$; $q_{L/4} = \frac{R}{L}(1 + \frac{3e}{L})$

- Détermination de la largeur B de la semelle: $\boldsymbol{B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}}}$

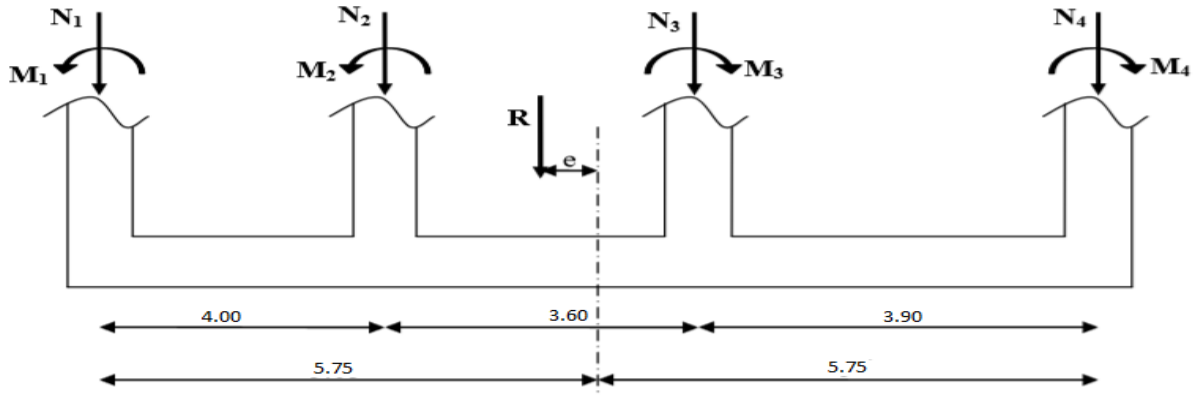


Figure VII.1 : répartition des efforts dans la semelle.

c- Application :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicité)

On fera le calcul sur le portique transversal (C).

- Détermination de la résultante des charges :

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

Poteaux	N_s(KN)	M_s(KN.m)	e_i(m)	$N_i . e_i$(KN.m)
C15	899.18	8.233	-4.5	-4046.31
C20	1269.58	19.19	0	0
C25	862.31	5.306	4.5	3880.40
Sommes	3031.07	32.729	/	-166.29

Tableau VII.3 : Présentation de la résultante des charges.

- Détermination de la résultante des charges :
  $R = \sum N_i = 3031.07\ KN$

- Détermination des coordonnées de la structure :
  $\boldsymbol{e} = \frac{\sum \boldsymbol{N_i e_i} + \sum \boldsymbol{M_i}}{\sum \boldsymbol{N_i}} = \frac{-166.29+32.729}{3031.07} = -0{,}04\ m$.

- Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire :
  $e = -0{,}04\ m < \frac{L}{6} = \frac{8.5}{6} = 1.42\ m \Longrightarrow$ **Répartition trapézoïdale.**

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :

$$\begin{cases} q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3031.07}{8.5}\left(1 + \frac{6*(-0{,}04)}{8.5}\right) = 346.53 KN/ml \\ q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3031.07}{8.5}\left(1 - \frac{6*(-0.04)}{8.5}\right) = 366.67\ KN/ml \\ q_{L/4} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3031.07}{8.5}\left(1 + \frac{3*(-0.04)}{8.5}\right) = 351.56\ KN/ml \end{cases}$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :
  $B \geq \frac{q_{L/4}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{351.56}{240} = 1.46\ m$ On prend : $\boldsymbol{B = 1.50\ m}$
  $S_p = B.L = 1{,}5 * 9.5 = 14.25\ m^2 \Longrightarrow \boldsymbol{S_p = 14.25\ m^2}$.

Avec : $\boldsymbol{S_p}$: Surface totale des semelles filantes sous poteaux.

Enfin la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$\boldsymbol{S_{tot} = S_v + nS_p}$$

Avec : $\boldsymbol{n}$: Nombre de portique dans le sens considéré.

$S_{tot} = S_v + nS_p \Longrightarrow S_{tot} = 13.45 + 14.25 * 3 \Longrightarrow \boldsymbol{S_{tot} = 56.20\ m^2}$.

La surface totale du bâtiment :

$S_{\text{bâtiment}} = 18 * 8 = 144\ m^2 \Longrightarrow \boldsymbol{S_{\text{bâtiment}} = 144\ m^2}$.

d- Calcul du rapport :

$\frac{S_{semelles}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{56.20}{144} = 0{,}39$ c-à d **39 %** de la surface de l'assise.

La surface totale des semelles représente 39 **%** de la surface de bâtiment.

e- Conclusion :

On remarque que la surface des semelles filantes est inférieure à 50% de la surface totale du Bâtiment. Donc on opte pour des semelles filantes comme fondation de la cave.

➢ **Sous-sol 1 :**

a- Semelles filantes sous voiles :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile sens transversal				
Voile	**L(m)**	**N_s(KN)**	**B(m)**	**S = B.L (m^2)**
VT1	**4**	**1110.88**	**1.16**	**4.64**

Tableau VII.4 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)

Voile sens longitudinal				
Voile	**L(m)**	**N_s(KN)**	**B(m)**	**S = B.L (m^2)**
VL1	**2**	**1068.31**	**2.23**	**4.4**
VL2	**1.1**	**1059.47**	**4.01**	**4.41**
		La somme des surfaces		**8.81**

Tableau VII.5: Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinales)

$S_v = \sum S_i = \sum B_i * L_i = 13.45\ m^2$ Avec : S_v: Surface totale des semelles filantes voiles.

b- Semelles filantes sous poteaux :

Application :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicité)

On fera le calcul sur le portique transversal (C).

- Détermination de la résultante des charges :

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

Poteaux	**N_s(KN)**	**M_s(KN.m)**	**e_i(m)**	**$N_i.e_i$(KN.m)**
C10	**19.44**	**1.505**	**-5**	**-97.2**
C16	**1094.99**	**9.713**	**0**	**0**
Sommes	**1114.43**	**11.218**	**/**	**-97.2**

Tableau VII.6 : Présentation de la résultante des charges.

- Détermination de la résultante des charges :
  $R = \sum N_i = 1114.43\ KN$

- Détermination des coordonnées de la structure :
  $\boldsymbol{e} = \frac{\sum \boldsymbol{N_i e_i} + \sum \boldsymbol{M_i}}{\sum \boldsymbol{N_i}} = \frac{-97.2+11.218}{1114.43} = -0{,}08\ m$.

- Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire :
  $e = -0{,}08\ m < \frac{L}{6} = \frac{5}{6} = 0.83\ m$ $\Longrightarrow$ **Répartition trapézoïdale.**

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :

$$\begin{cases} q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{1114.43}{5}\left(1 + \frac{6*(-0{,}08)}{5}\right) = 201.49 KN/ml \\ q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{1114.43}{5}\left(1 - \frac{6*(-0{,}08)}{5}\right) = 244.28\ KN/ml \\ q_{L/4} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{1114.43}{5}\left(1 + \frac{3*(-0{,}08)}{5}\right) = 212.19\ KN/ml \end{cases}$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :
  $B \geq \frac{q_{L/4}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{212.19}{240} = 0.88\ m$ On prend : $\boldsymbol{B = 1.50\ m}$
  $S_p = B.L = 1{,}5 * 5 = 7.5\ m^2$ $\Longrightarrow$ $\boldsymbol{S_p = 7.5\ m^2}$.

Avec : $\boldsymbol{S_p}$: Surface totale des semelles filantes sous poteaux.

Enfin la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$\boldsymbol{S_{tot} = S_v + nS_p}$$

Avec : $\boldsymbol{n}$: Nombre de portique dans le sens considéré.

$S_{tot} = S_v + nS_p$ $\Longrightarrow$ $S_{tot} = 13.45 + 7.5 * 2$ $\Longrightarrow$ $\boldsymbol{S_{tot} = 28.45\ m^2}$.

La surface totale du bâtiment :

$S_{\text{bâtiment}} = 18 * 12.5 = 225\ m^2$ $\Longrightarrow$ $\boldsymbol{S_{\text{bâtiment}} = 225\ m^2}$.

c- Calcul du rapport :

$\frac{S_{semelles}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{51.70}{144} = 0{,}13$ c-à d **13 %** de la surface de l'assise.

La surface totale des semelles représente 13 **%** de la surface de bâtiment.

d- Conclusion :

On remarque que la surface des semelles filantes est inférieure à 50% de la surface totale du Bâtiment. Donc on opte pour des semelles filantes comme fondation de la cave.

- **Calcule de semelle :**

Hauteur de la semelle : $h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{ cm} = \geq \frac{150-50}{4} + 5\text{ cm} = \mathbf{30\ cm}$

Avec :
B : largeur de la semelle.
hs : Hauteur de la semelle.
b : largeur du poteau dans le sens x.

On adopte une hauteur **h s = 30 cm**

Les dimensions adoptées sont les suivantes :
-L = 950 cm
-B = 150 cm
-hs = 30 cm

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

VII.5: Etude de la poutre de rigidité :

1: Dimensionnement :

Il faut que : La hauteur : $\frac{L}{9} \leq hp \leq \frac{L}{6}$

La largeur ; $\frac{hp}{3} \leq bp \leq \frac{2hp}{3}$

L : étant la plus grande portée dans le sens étudié.
L = 4 m

Dou : $44.44 \leq hp \leq 66.66$ **hp = 60 cm**

$20 \leq bp \leq 40$ **bp=30 cm**

2 : Ferraillage de la poutre (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur trois appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Calcul de la charge uniforme :

Point d'appuit	N_U KN	M_U KN.m	e_U m	$N_U * e_U$ KN.m
C5	862.31	-0.062	-0.00007	-0.06
C4	1269.58	−2.463	−0.00194	−2.46
C3	1068.31	−0.170	−0.00016	−0.17
SOMME	**3200.2**	**−2.695**	**−0.00217**	**−2.69**

Tableau VII.7 : les efforts interne dans la poutre

R=Σ N_U =**3200.2** KN.

$e=\frac{\Sigma N*e+\Sigma M}{R}$ = 0.0017 m

$q_u=\frac{\Sigma Nu}{Lt}(1+\frac{3*\Sigma eu}{Lt})$ = 664.84 KN/m

3 : Calcul des moments isostatiques :

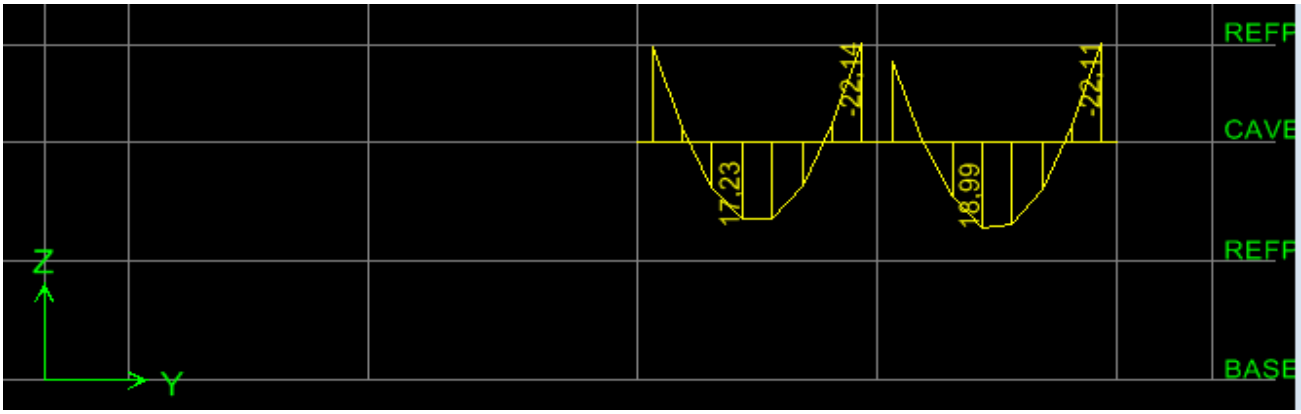


Figure VII .2 : Diagramme des moments

Aux appuis : M_a= M_c=22.11 KN.m M_b= -22.14 KN

En travée : M_{AC}= 17.23 KN.m M_{CB}=18.99 KN.m

4 : Calcul des armatures :

a- Aux appuis :

Appuit	M_a (KN.m)	μ	β_l	Au Cm²	Amin Cm²	obs	Aadop Cm²
A	22.14	0.016	0.992	1.11	9	Amin > Au	3HA16+3HA16 =12.06
B	22.14	0.016	0.992	1.11	9	Amin > Au	3HA16+3HA16 =12.06
C	22.14	0.016	0.992	1.11	9	Amin > Au	3HA16+3HA16 =12.06

Tableau VII.8 : Ferraillage de la poutre de rigidité au niveau des appuis.

b- En travée :

Appuit	M_a (KN.m)	μ	β_l	Au Cm²	Amin Cm²	obs	Aadop Cm²
AB	17.23	0.012	0.994	0.9	9	Amin > Au	3HA16+3HA14 =10.65
BC	18.99	0.040	0.980	0.96	9	Amin > Au	3HA16+3HA14 =10.65

Tableau VII.9: Ferraillage de la poutre de rigidité en travée

5 : Vérification au cisaillement : $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \overline{\tau_u}$

- $\overline{\tau_u} \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min(3.33\ MPa, 5MPa) = 3.33MPa$
- V_u =147.53 KN

  $\tau_u = 0.85\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.3\ MPa$ **Condition vérifié**

6 : Armatures transversales :

$\phi t < \min\{h/35, \phi l, b_0/10\} = \min(1.71 ; 1.4 ; 3) = 1.4$ cm

$\phi t = 8$ mm

7 : Espacement des armatures transversales St :

Les espacements seront donnés comme suit :

- Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura :

$St_1 \leq \min(0{,}9d; 40cm)$ **avec** d=h-c

On a h =60 cm

donc : $St_1 \leq \min(52.2; 40cm) \Longrightarrow St_1 = 30$ cm

- D'après le RPA2003 Art 7 .5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

❖ **la zone nodale** : $St \leq \min(h/4 ; 12\phi ; 30)$

$\leq \text{Min}(15 ; 16.8 ; 30)$ **St=10 cm**

❖ **En dehors de la zone nodale :** $St \leq h/2 = 30$ **St=15 cm**

8 : Vérification des armatures transversales : $At \geq 0.003 St\ b$

❖ **Zone nodale** : $At \geq 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9$ cm2.

At = 4HA8=2.01cm2……condition vérifiée

❖ **En dehors de la zone nodale :** $At \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35$ cm2.

At = 4HA8=2.01cm2……condition vérifiée

VII.6: Ferraillage de la semelle dans le sens "B" :

1- Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$\mathbf{Ab} = \frac{Nuf(B-b)}{8\,d\,\sigma st}$$

Ou **: Nuf= B q_u 100.**

Ab : la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

Nuf=664.84 x1.5x1 = 997.26 KN.

Ce qui nous donne :

$\mathbf{Ab} = \frac{997.26(150-30)}{8 * 58 * 348} = 0.74$ cm²

On prend : 5HA12= 5.65 cm2/ml. Avec St=20 cm

- **Armatures de répartition :**

Ar=Ab/4 =5.65/4 **Ar=1.41 cm²**

On pend: 4HA12=4.52 cm2. St=25 cm

2- Calcul des armatures : (Sens longitudinal)

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 ml

$\mathbf{M_U= \frac{Nu(B-b)^2}{8\,B}}$ **Avec :** Nu=1269.58 KN

$\mathbf{M_U= \frac{1269.58(1-0.30)^2}{8*1}}$ **= 77.76 KN.m**

$\mathbf{A= \frac{Mu}{Z\ \sigma st}} = \frac{77760}{52.2*\ 348}$ **Avec:** Z=0.9d =0.9*58=52.2

A=4.28 cm² **On pend 5HA14=7.69 cm2**.

- **Armatures de répartition :**

Ar=7.69/4=1.92cm²

Soient : 4HA 12 = 4.52 cm²

3- Ferraillage de la longrine :

- **Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$F=\frac{N}{\propto} \geq 20KN$

Avec :

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points D'appuis solidarisés.

$\propto$: Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site :S2 ;zone IIa).

- **Dimensionnement des longrines** :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA 99 (Art 10.1.1) sont :

- (25cm x30cm) : site de catégorie S2 et S3.
- (30cm x30cm) : site de catégorie S4.

On adoptera pour notre cas une section de (30 X 35) cm²

Armatures longitudinales :

N =664.84 KN

$\propto$ = 12 (Zone II a ; Site 3)

$\mathbf{F=55.40\ KN \geq 20KN}$

$A=\frac{F}{\sigma st} = \frac{55.40*10}{348} = 1.60$ cm²

- **Le ferraillage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.**

Amin = 0,006 x30x35 = 6.3 cm2.
⇒ On adopte une section d'armature longitudinale de :

A=63HA12+3HA12 = 6.78 cm²

- **Armatures transversales :**

$\phi t < \min\{h/35, \phi l, b_0/10\}=\min(1.71;1.2;3)=1.2$

ϕt=8 mm

- **Espacement des cadres :**

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$St \leq \min(20,15\phi l) = \min(20,18)$ **St=15 cm**

VII.7 : Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (cout relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vu la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées, les semelles filantes sont le type de fondations le plus adéquat.

Chapitre VIII

VOILES PERIPHERIQUES

VIII.1 : Introduction :

Les murs de soutènement, sont des ouvrages en béton armé. Destinés à reprendre les poussées des terres qui provoquent leur glissement.
Dans notre cas, un mur plaque simple est prévu pour retenir la totalité des poussées des terres.

VIII .2 : Pré dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

VIII.3 : Détermination de la charge des terres derrière le voile périphérique :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. La charge de poussée des terres est données par : **σh= σv × Ka** Avec : Ka: coefficient de poussée des terres
σv : contrainte verticale. σv = γh ×H

- Condition d'application de la méthode de Rankine :

- le sol est horizontal.
- paroi vertical.
- pas de frottement sol-mur.

Dans notre cas, toutes les conditions sont satisfaites, ce qui nous amène à dire que la méthode de Rankine est applicable.

VIII .4 : Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Poids volumique du sol : $\gamma = 19kN/m^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 15°$
- Cohésion : $c = 0$
- Charge d'exploitation éventuelle : $q = 10kN/m^2$
- Contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma sol} = 240\ kN/m^2$

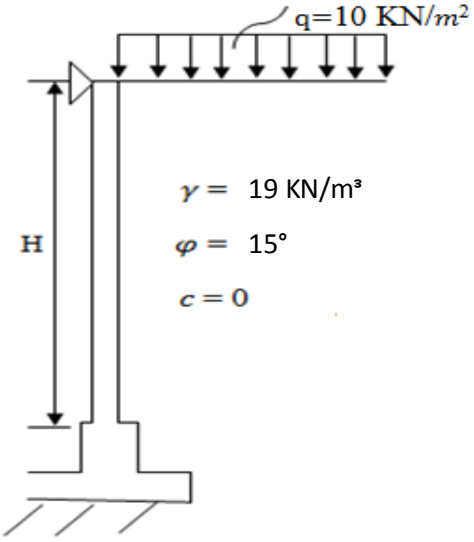


Figure. VIII.1 : schéma statique du mur plaque du sous-sol.

VIII. 5 : Contrainte s'exerçant sur la face du mur :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont les suivantes :

$\boldsymbol{\sigma_h}$: Contrainte horizontale

$\boldsymbol{\sigma_v}$: Contrainte verticale

Avec : $\boldsymbol{\sigma_h = K_0 . \sigma_v}$

$\boldsymbol{\sigma_v = q + \gamma h}$ Avec $0 < \mathbf{h} < H$

$\mathbf{K_0}$ **:** Coefficient de poussée des terres au repos tel que :

$$\mathbf{K_0} = \frac{(1-sin_\theta)}{cos_\theta}$$

$\boldsymbol{\theta}$ **:** Angle de frottement interne

$$\mathbf{K_0} = \frac{(1 - sin_{15})}{cos_{15}} = \mathbf{0.77}$$

- **A l'ELU :**

$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (1{,}35 \times \gamma \times h + 1{,}5q)$

$h = 0 \rightarrow \boldsymbol{\sigma_{h1}} = 0.77(1{,}35 \times 19 \times 0 + 1.5 \times 10) = 11.55 kn/m^2$

$h = 4.24\text{m} \rightarrow \boldsymbol{\sigma_{h2}} = 0.77(1{,}35 \times 19 \times 4.24 + 1{,}5 \times 10) = 95.29 kn/m^2$

- **A l'ELS :**

$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$

$h = 0 \rightarrow \boldsymbol{\sigma_{h1}} = 0.77(10 + 19 \times 0) = 7.5 kn/m^2$

$h = 4.24\text{m} \rightarrow \boldsymbol{\sigma_{h2}} = 0.77(19 \times 4.24 + 10) = 69.73\ kn/m^2$

- **Diagrammes des contraintes :**

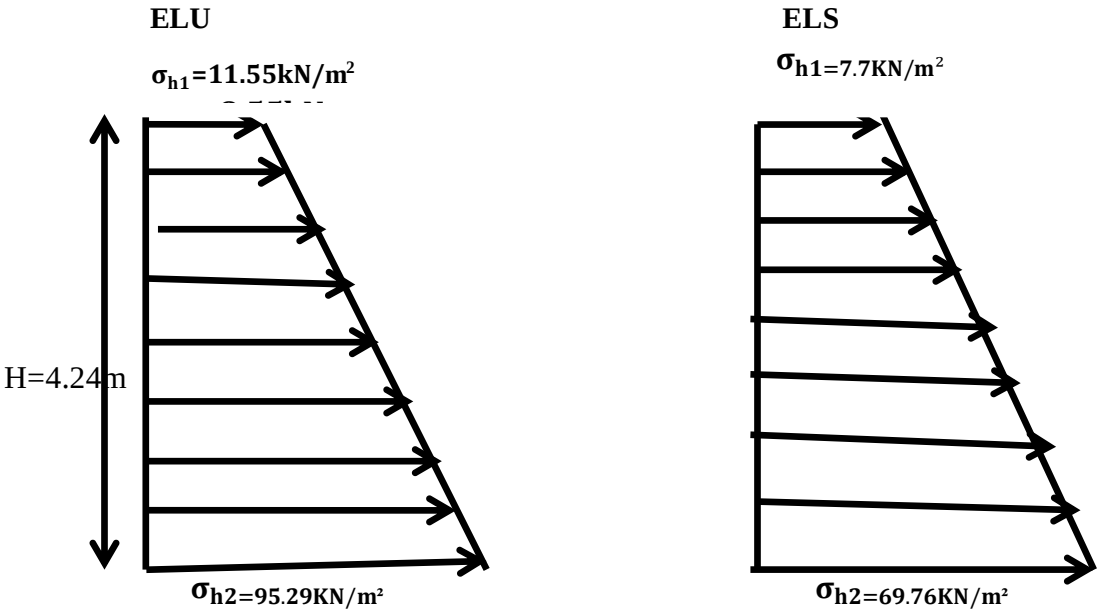


Figure VIII.2 : diagrammes des contraintes

1- Charge moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1m est :

- **ELU :**

$$q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 95.29 + 11.55}{4} X1 = 74.36 kn/ml$$

- **ELS :**

$$q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 69.73 + 7{,}70}{4} = 54.22\ kn/ml$$

2- Identification des panneaux :

$L_x = 4.24m$

$L_y = 4.50m$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.24}{4.50} = 0{,}94 > 0{,}4$ ⟹Le panneau travail dans les deux sens

➢ **ELU :**

$\rho = 0{,}94$ $\mu_x = 0{,}0419$

ν=0 ⟹ $\mu_y = 0{,}864$

La détermination des moments de flexion se fait à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 côtés. Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel. Pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments sont affectés des coefficients suivants :

Moment en travée : **0,85**

Moment d'encastrement sur les côtés : **0,5 (appuis intermédiaire)**

: **0,3 (appuis de rive)**

❖ **Calcul des moments**

$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0{,}0419 \times 74.36 \times 4.24^2 = 56.01\ kn.m$

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.864 \times 56.01 = 48.39\ kn.m$

❖ **Correction des moments :**

Sens xx :

Aux appuis : $M_a = 0{,}3M_{0x} = 0{,}3 \times 56.01 = 16.803 kn.m$

En travée : $M_t = 0{,}85M_{0x} = 0{,}85 \times 56.01 = 17.61\ kn.m$

Sens yy :

Aux appuis : $M_a = 0{,}3M_{0y} = 0{,}3 \times 43.39 = 14.52 kn.m$

En travée : $M_t = 0{,}85M_{0y} = 0{,}85 \times 43.39 = 41.13\ kn.m$

➢ **ELS :**

$\rho = 0{,}94$ $\mu_x = 0{,}0491$

ν=0.2 ⟹ $\mu_y = 0.906$

❖ **Calcul des moments**

$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0{,}0491 \times 54.22 \times 4.24^2 = 11.29\ kn.m$
$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0{,}906 \times 11.29 = 10.23\ kn.m$

❖ **Correction des moments :**

Sens xx :

Aux appuis : $M_a = 0{,}3M_{0x} = 0{,}3 \times 11.29 = 3.39\ kn.m$
En travée : $M_t = 0{,}85M_{0x} = 0{,}85 \times 11.29 = 9.60\ kn.m$

Sens yy :

Aux appuis : $M_a = 0{,}3M_{0y} = 0{,}3 \times 10.23 = 3.07\ kn.m$
En travée : $M_t = 0{,}85M_{0y} = 0{,}85 \times 10.23 = 8.70 kn.m$

VIII.6 : Ferraillage du mur plaque : Calcul des sections d'armatures.

1- **Les armatures longitudinales :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de largeur b d'Un mètre linéaire (b=1 m) et d'épaisseur de 20 cm (e_p=20cm).

$\mu = \frac{M_\mu}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\qquad$ $A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

sens	zone	M_μ[kn.m]	μ	μ_l	section	β	A [cm²]	A_{min} [cm²]	Ferraillage	A_{adop} [cm²]
xx	appui	16.80	0,036	0,392	SSA	0,982	2.73	2.17	6HA14	9.23
	travée	47.61	0,104	0,392	SSA	0,943	8.06	2.17	6HA14	9.23
yy	appui	14.52	0,032	0,392	SSA	0,984	2.36	2.17	6HA14	9.23
	travée	41.13	0,090	0,392	SSA	0,953	6.89	2.17	6HA14	9.23

Tableau VIII. 1 : Ferraillage de voile périphérique.

2- **Les armatures transversales :**

- **Travée :**

$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30 cm^2 \ \ soit : 4HA12 = 4.52\ cm^2$

- **Appuis :**

$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30 cm^2 \ \ soit : 4HA12 = 4.52\ cm^2$

VIII.7 : Vérification à l'ELU :

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

Armatures principales $\mathbf{S_t \leq min\{3h; 33cm\}}$

Dans le sens xx $\mathbf{S_t} = 20\text{cm} < 33cm \rightarrow$ **condition vérifiée**

Dans le sens yy$\mathbf{S_t} = 20\text{cm} < 33cm \rightarrow$ **condition vérifiée**

2. **Condition de non fragilité :(Art A.4.2/BAEL 91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$\boldsymbol{A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2.17cm^2}$$

Dans le sens xx $= 4\text{HA}12 = 4.52cm^2 > 2,17cm^2 \rightarrow$ **condition vérifiée**

Dans le sens yy$= 4\text{HA}12 = 4.52cm^2 > 2,17cm^2 \rightarrow$ **condition vérifiée**

3. **Calcul de la longueur de scellement des barres : (BAEL 91modifiées 99 Art A.6.1.23)**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

Avec :$\mathbf{L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_u}}$ et $\tau_u = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\ MPa$

Pour Ø12 :$\mathbf{L_s = 42,32cm}$ on prend $\mathbf{L_s = 45\ cm}$

Pour Ø14 :$\mathbf{L_s = 49.38cm}$ on prend $\mathbf{L_s = 50\ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0,4 l_s » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1.21.

Pour Ø12 :$\mathbf{L_s = 18\ cm}$ on prend $\mathbf{L_s = 20\ cm}$

Pour Ø14 :$\mathbf{L_s = 20cm}$ on prend $\mathbf{L_s = 20\ cm}$

VIII.8 : Vérification à l'ELS :

1- Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.5.3.2 /BAEL 91modifiées 99)

Notre voile peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on considère les fissurations comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = min\left[\frac{2f_e}{3}; max\left(0,5f_e\ ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)\right]$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa.

f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

η : Coefficient numérique, dit coefficient de fissuration

Dans ces formules est un coefficient qui dépend du type d'acier $\eta = 1,6$ pour des HA > 6mm, $\eta = 1$ pour des ronds lisses et $\eta = 1,3$ pour des HA< 6mm.

$$\bar{\sigma} = min\left[\frac{2 \times 400}{3}; max\left(0,5 \times 400\ ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right)\right]$$

$$\bar{\sigma} = min[266,66\ ; max(200\ \ ; 201,63)] = 201,63\ MPa.$$

2- Etat limite de compression de béton : (Art A.4.5.2 /BAEL 91modifiées 99) :

❖ **Exemple de calcul :**

a. Sens xx :

✓ **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348\ MPa$

Appuis : $\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 18} = 0.512 \qquad k_1 = 31.30$$

$$\beta_1 = 0{,}892$$

$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}} = \frac{3.39 \times 10^3}{0{,}512 \times 18 \times 9.23} = 22.87MPa < 348\ MPa \rightarrow$ **Condition vérifiée**

✓ **Contrainte dans le béton :**

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

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{22.87}{31.30} = 0.73MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Les autres résultats seront résumés dans le tableau suivant :

	Zone	As	Ms	ρ	β_1	k_1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBS
x-x	appui	9.23	3.39	0.512	0.892	31.30	22.87	348	0.73	15	CV
	travée	9.23	9.60	0.512	0.892	31.30	64.78	348	2.07	15	CV
y-y	appui	9.23	3.07	0.512	0.892	31.30	20.72	348	0.66	15	CV
	travée	9.23	8.70	0.512	0.892	31.30	58.71	348	1.88	15	CV

Tableau VIII.2 : Vérifications des contraintes a L'ELS.

3- Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de la flèche

Avec : h: hauteur totale (20cm)

l: Portée entre nus d'appuis

M_t: Moment max en travée

M_0: Moment isostatique max de la travée

A_S: Section des armatures

b: Largeur de la section

d: Hauteur utile de la section droite

Sens xx :

$M_t = 9.60kn.m$

$q_s = 54.22kn/ml$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{54.22 \times 4.5^2}{8} = 137.24kn.m$$

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0{,}2 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0{,}2 \geq \frac{\mathbf{M_s}}{10 \times M_0} = \frac{9.60}{10 \times 137.24} = 0{,}007 \rightarrow$ **Condition vérifiée**
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{9.23}{100 \times 18} = 0{,}005 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}01 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Sens yy :

$M_t = 8.70\ kn.m$

$q_s = 54.22 kn/ml$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{54.22 \times 4.24^2}{8} = 121.84\ kn.m$$

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0{,}2 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \rightarrow$ **Condition vérifiée**
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0{,}2 \geq \frac{\mathbf{M_s}}{10 \times M_0} = \frac{8.70}{10 \times 121.84} = 0{,}007 \rightarrow$ **Condition vérifiée**
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{9.23}{100 \times 18} = 0{,}005 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}01 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

4- Contrainte tangentielle : (Art A .5.1.1/BAEL91) :

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u}$ Avec $\overline{\tau_u} = \frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_d}$

Pour les fissurations préjudiciables $\overline{\tau_u} = 2{,}5\ MPa$

$T_x = q_s \times l_x = 54.22 \times 4.50 = 243.99\ kn.$

$T_y = q_s \times l_y = 54.22 \times 4.24 = 229.89\ kn.$

$$\tau_u = \frac{243.99 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 1.36 \leq \overline{\tau_u} = 2{,}5 MPa$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5- Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A .5.1.313/BAEL91) :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{b \times 0{,}9 \times d} \leq \frac{0{,}8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13{,}33 MPa$$

Sens xx :

- $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 243.99 \times 10^3}{1000 \times 0{,}9 \times 180} = 3.01\ MPa \leq \frac{0{,}8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13{,}33 MP \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Sens yy :

- $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 229.89 \times 10^3}{1000 \times 0{,}9 \times 180} = 2.83 MPa \leq \frac{0{,}8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13{,}33 MP \rightarrow$ **Condition vérifiée**

6- Recommandations du RPA : Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,20%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$A \geq 0{,}002 \times b \times h = 0{,}002 \times 100 \times 20 = 4 cm^2.$

- Les deux nappes sont reliées par quatre épingle /m^2 de HA 8.

Conclusion générale

Au cours de ce Projet de Fin d'Etudes, une étude parasismique et statique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial en cours de réalisation. Situé à LARBAA NATH IRATHEN wilaya de TIZI-OUZOU, cette structure en béton armé de (2SS+ Cave+RDC+5 étages et charpente en bois) est caractérisé par un contreventement mixte.

Le travail mené sur cette structure nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ **Concernant le pré dimensionnement des éléments structuraux (portiques –voiles), nous avons veillé à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par les règlements parasismique et CBA.**

- ✓ **Pour notre cas nous avons pu valider ces choix dans le chapitre ferraillage, puisque les sections d'armatures sont correctes ainsi nous pouvons conclure que le rôle du béton et l'acier a été assuré.**

- ✓ **Concernant le choix du système de contreventement, du fait que la structure est composée de plusieurs portiques nous avons pris la décision de faire participer ces derniers au contreventement tout en veillant à injecter le minimum de voiles possibles, dans le but de ramener le système a un contreventement mixte, conformément à l'article 3.4.4a du RPA99 Version 2003. On a essayé de respecter le critère de symétrie et d'éloigner le plus possible les voiles du centre de gravité de la structure afin d'éviter tout problème de torsion. Nous pouvons constater que les ferraillages des voiles et portiques est presque du même ordre de grandeur. Cette remarque vient du fait que leur fonction est la même et que leur pourcentage de participation au contreventement est presque égal.**

- ✓ **Choix du type de fondation est conditionné par la lecture du rapport géotectonique et le respect de ses recommandations. Nous avons opté pour des semelles filantes. D'après le rapport de sol il n'y a pas présence de nappes phréatiques ni couche de sable, donc le risque de liquéfaction des sols est écarté. Les recommandations exigées par les règlements concernant les fondations sont toutes vérifiées.**

- ✓ **Après une analyse modale et un calcul sismique, les déplacements et la stabilité du bâtiment ont été vérifiés. Au final, le bâtiment est stable au renversement et au soulèvement.**

En définitif, nous pouvons conclure que grâce au calcul effectuer avec le logiciel ETABS, nous avons pu accélérer le travail surtout concernant les dispositions des voiles et en tirant rapidement les efforts internes max.

Bibliographie

➢ REGLEMENT :

-Règles Parasismiques Algériennes
RPA99/version2003.
-Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
-Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites
BAEL 91 MODIFIER 99.
-Charges permanentes et charges d'exploitation
DTR-BC 2.2.
-Calculs des fondations superficielles DTR-BC 2.331

➢ COURS :

-Cahiers de cours du cursus.
-Formulaire du béton armé.
-Formulaire de RDM.

➢ OUTILS INFORMATIQUES :

-Logiciel AUTOCAD (dessin).
-ETABS 9.6 (modélisation).
-Word (traitement des textes).
-EXCEL.
-EXPERT BA (Logiciel de ferraillage).
-SOCOTEK (Logiciel de ferraillage).

ANNEXES

FERAILLAGE DES POTEAUX

Flexion simple - section rectangulaire - ELU

M_u , b, d, d', f_{c28} , f_e

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

$\mu > \mu_R$:

$A' \neq 0$

$$\varepsilon_{sc} = (3{,}5.10^{-3} + \varepsilon_e)\left(\frac{d-d'}{d}\right) - \varepsilon_e$$

$$\sigma_{sc} = E_s\, \varepsilon_{sc} \qquad \text{si } \varepsilon_{sc} \geq \varepsilon_e \Rightarrow \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$M_R = \mu_R\, b d^2\, \sigma_{bc}$$

$$z_R = d(1 - 0{,}4\alpha_R)$$

$$A' = \frac{M_u - M_R}{(d-d')\,\sigma_{sc}}$$

$$A = \left(\frac{M_R}{z_R} + \frac{M_u - M_R}{(d-d')}\right)\frac{\gamma_s}{f_e}$$

$\mu \leq \mu_R$:

$A' = 0$

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

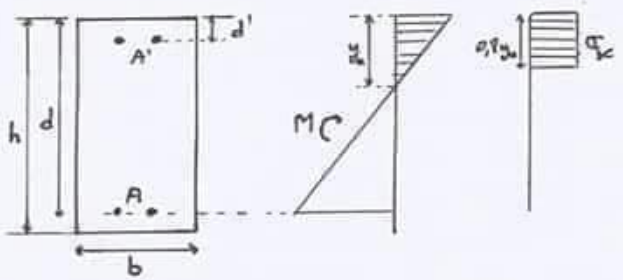
$$\alpha = 1{,}25\,(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$z = d(1 - 0{,}4\alpha)$$

$$A = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

Condition de non-fragilité

$$A \geq A_{min} = 0{,}23\, b_0\, d\, \frac{f_{t28}}{f_e}$$



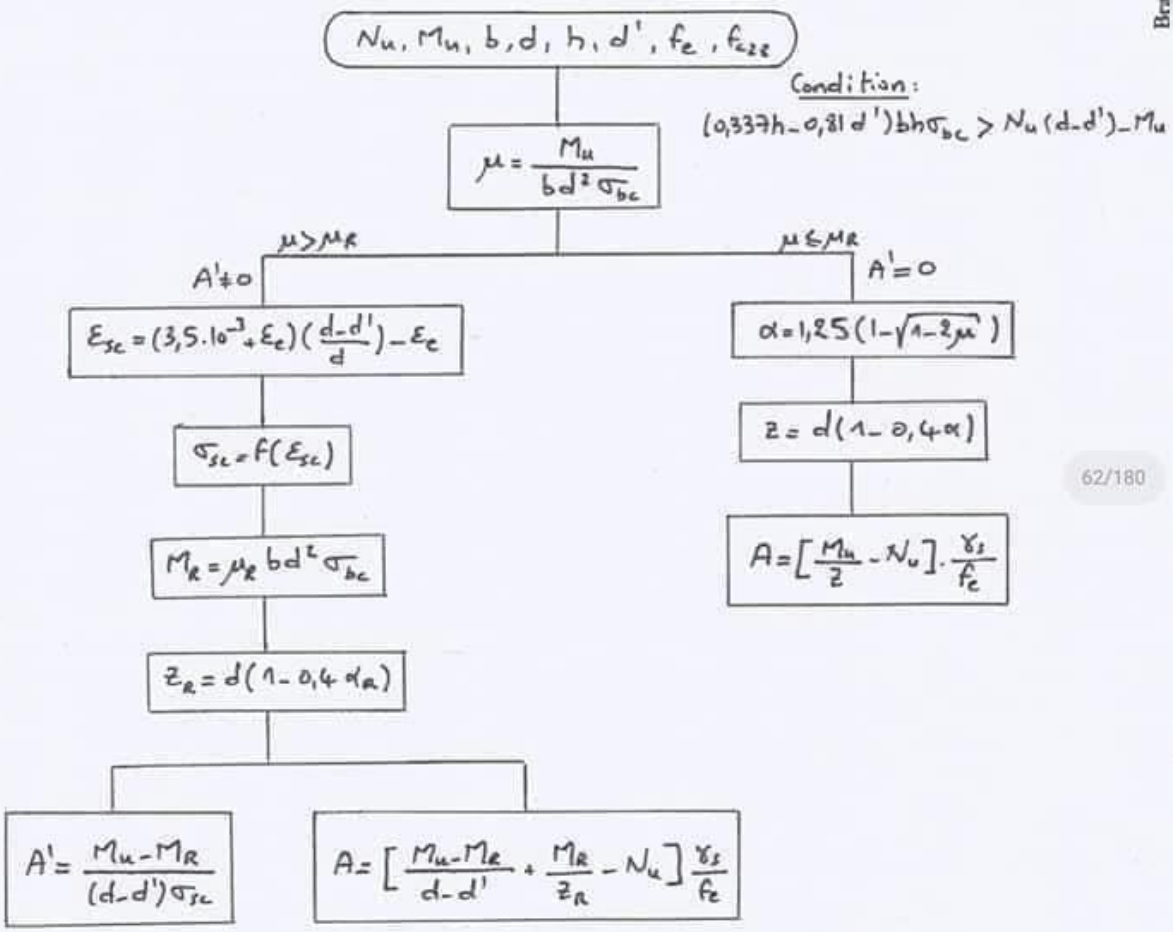
$$\mu_R = 0{,}8\alpha_R\,(1 - 0{,}4\alpha_R)$$

$$\alpha_R = \frac{3{,}5.10^{-3}}{3{,}5.10^{-3} + \varepsilon_e}$$

- $f_e = 400\,MPa \Rightarrow \mu_R = 0{,}391$
- $f_e = 500\,MPa \Rightarrow \mu_R = 0{,}372$

Brahim YOUN

Section partiellement comprimée

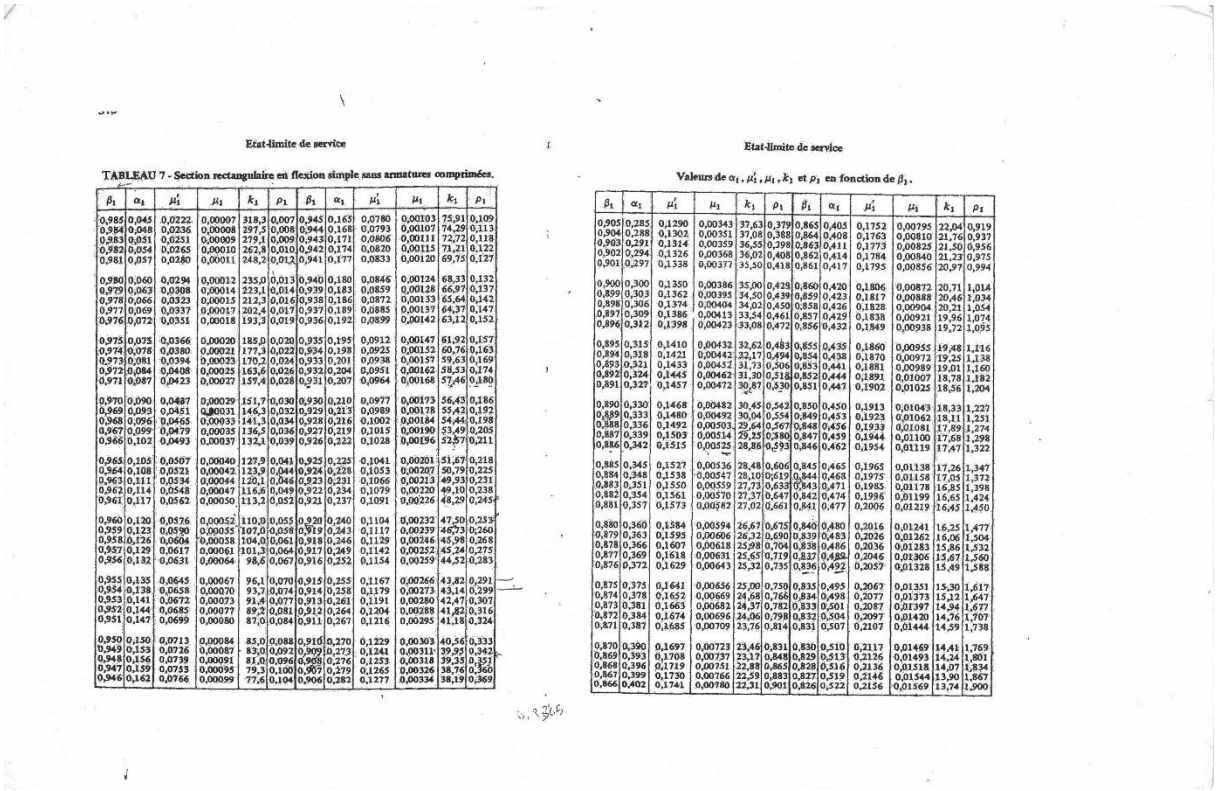


62/180

Tableau des armatures

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3



État-limite de service

TABLEAU 7 - Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées.

β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1
0,985	0,045	0,0222	0,00007	318,3	0,007	0,945	0,165	0,0780	0,00103	75,91	0,109
0,984	0,048	0,0236	0,00008	297,5	0,008	0,944	0,168	0,0793	0,00107	74,29	0,113
0,983	0,051	0,0251	0,00009	279,1	0,009	0,943	0,171	0,0806	0,00111	72,72	0,118
0,982	0,054	0,0265	0,00010	262,8	0,010	0,942	0,174	0,0820	0,00115	71,21	0,122
0,981	0,057	0,0280	0,00011	248,2	0,012	0,941	0,177	0,0833	0,00120	69,75	0,127
0,980	0,060	0,0294	0,00012	235,0	0,013	0,940	0,180	0,0846	0,00124	68,33	0,132
0,979	0,063	0,0308	0,00014	223,1	0,014	0,939	0,183	0,0859	0,00128	66,97	0,137
0,978	0,066	0,0323	0,00015	212,3	0,016	0,938	0,186	0,0872	0,00133	65,64	0,142
0,977	0,069	0,0337	0,00017	202,4	0,017	0,937	0,189	0,0885	0,00137	64,37	0,147
0,976	0,072	0,0351	0,00018	193,3	0,019	0,936	0,192	0,0899	0,00142	63,12	0,152
0,975	0,075	0,0366	0,00020	185,0	0,020	0,935	0,195	0,0912	0,00147	61,92	0,157
0,974	0,078	0,0380	0,00021	177,3	0,022	0,934	0,198	0,0925	0,00152	60,76	0,163
0,973	0,081	0,0394	0,00023	170,2	0,024	0,933	0,201	0,0938	0,00157	59,63	0,169
0,972	0,084	0,0408	0,00025	163,6	0,026	0,932	0,204	0,0951	0,00162	58,53	0,174
0,971	0,087	0,0423	0,00027	157,4	0,028	0,931	0,207	0,0964	0,00168	57,46	0,180
0,970	0,090	0,0487	0,00029	151,7	0,030	0,930	0,210	0,0977	0,00173	56,43	0,186
0,969	0,093	0,0451	0,00031	146,3	0,032	0,929	0,213	0,0989	0,00178	55,42	0,192
0,968	0,096	0,0465	0,00033	141,3	0,034	0,928	0,216	0,1002	0,00184	54,44	0,198
0,967	0,099	0,0479	0,00035	136,5	0,036	0,927	0,219	0,1015	0,00190	53,49	0,205
0,966	0,102	0,0493	0,00037	132,1	0,039	0,926	0,222	0,1028	0,00196	52,57	0,211
0,965	0,105	0,0507	0,00040	127,9	0,041	0,925	0,225	0,1041	0,00201	51,67	0,218
0,964	0,108	0,0521	0,00042	123,9	0,044	0,924	0,228	0,1053	0,00207	50,79	0,225
0,963	0,111	0,0534	0,00044	120,1	0,046	0,923	0,231	0,1066	0,00213	49,93	0,231
0,962	0,114	0,0548	0,00047	116,5	0,049	0,922	0,234	0,1079	0,00220	49,10	0,238
0,961	0,117	0,0562	0,00050	113,2	0,052	0,921	0,237	0,1091	0,00226	48,29	0,245
0,960	0,120	0,0576	0,00052	110,0	0,055	0,920	0,240	0,1104	0,00232	47,50	0,253
0,959	0,123	0,0590	0,00055	107,0	0,058	0,919	0,243	0,1117	0,00239	46,73	0,260
0,958	0,126	0,0604	0,00058	104,0	0,061	0,918	0,246	0,1129	0,00246	45,98	0,268
0,957	0,129	0,0617	0,00061	101,3	0,064	0,917	0,249	0,1142	0,00252	45,24	0,275
0,956	0,132	0,0631	0,00064	98,6	0,067	0,916	0,252	0,1154	0,00259	44,52	0,283
0,955	0,135	0,0645	0,00067	96,1	0,070	0,915	0,255	0,1167	0,00266	43,82	0,291
0,954	0,138	0,0658	0,00070	93,7	0,074	0,914	0,258	0,1179	0,00273	43,14	0,299
0,953	0,141	0,0672	0,00073	91,4	0,077	0,913	0,261	0,1191	0,00280	42,47	0,307
0,952	0,144	0,0685	0,00077	89,2	0,081	0,912	0,264	0,1204	0,00288	41,82	0,316
0,951	0,147	0,0699	0,00080	87,0	0,084	0,911	0,267	0,1216	0,00295	41,18	0,324
0,950	0,150	0,0713	0,00084	85,0	0,088	0,910	0,270	0,1229	0,00303	40,56	0,333
0,949	0,153	0,0726	0,00087	83,0	0,092	0,909	0,273	0,1241	0,00311	39,95	0,342
0,948	0,156	0,0739	0,00091	81,0	0,096	0,908	0,276	0,1253	0,00318	39,35	0,351
0,947	0,159	0,0753	0,00095	79,3	0,100	0,907	0,279	0,1265	0,00326	38,76	0,360
0,946	0,162	0,0766	0,00099	77,6	0,104	0,906	0,282	0,1277	0,00334	38,19	0,369

État-limite de service

Valeurs de α_1, μ'_1, μ_1, k_1 et ρ_1 en fonction de β_1.

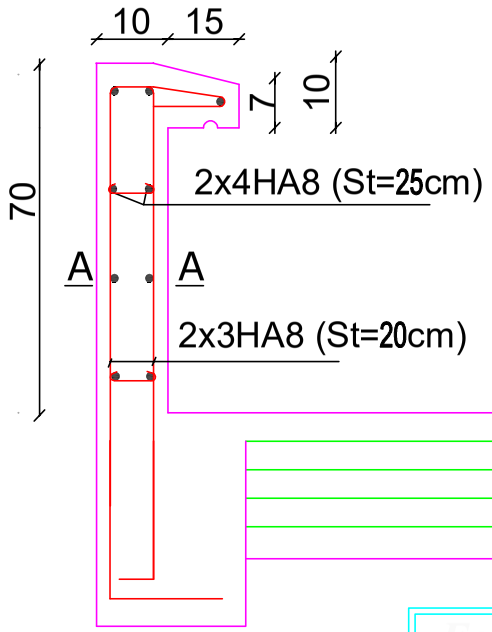
β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1
0,905	0,285	0,1290	0,00343	37,63	0,379	0,865	0,405	0,1752	0,00795	22,04	0,919
0,904	0,288	0,1302	0,00351	37,08	0,388	0,864	0,408	0,1763	0,00810	21,76	0,937
0,903	0,291	0,1314	0,00359	36,55	0,398	0,863	0,411	0,1773	0,00825	21,50	0,956
0,902	0,294	0,1326	0,00368	36,02	0,408	0,862	0,414	0,1784	0,00840	21,23	0,975
0,901	0,297	0,1338	0,00377	35,50	0,418	0,861	0,417	0,1795	0,00856	20,97	0,994
0,900	0,300	0,1350	0,00386	35,00	0,429	0,860	0,420	0,1806	0,00872	20,71	1,014
0,899	0,303	0,1362	0,00395	34,50	0,439	0,859	0,423	0,1817	0,00888	20,46	1,034
0,898	0,306	0,1374	0,00404	34,02	0,450	0,858	0,426	0,1828	0,00904	20,21	1,054
0,897	0,309	0,1386	0,00413	33,54	0,461	0,857	0,429	0,1838	0,00921	19,96	1,074
0,896	0,312	0,1398	0,00423	33,08	0,472	0,856	0,432	0,1849	0,00938	19,72	1,095
0,895	0,315	0,1410	0,00432	32,62	0,483	0,855	0,435	0,1860	0,00955	19,48	1,116
0,894	0,318	0,1421	0,00442	32,17	0,494	0,854	0,438	0,1870	0,00972	19,25	1,138
0,893	0,321	0,1433	0,00452	31,73	0,506	0,853	0,441	0,1881	0,00989	19,01	1,160
0,892	0,324	0,1445	0,00462	31,30	0,518	0,852	0,444	0,1891	0,01007	18,78	1,182
0,891	0,327	0,1457	0,00472	30,87	0,530	0,851	0,447	0,1902	0,01025	18,56	1,204
0,890	0,330	0,1468	0,00482	30,45	0,542	0,850	0,450	0,1913	0,01043	18,33	1,227
0,889	0,333	0,1480	0,00492	30,04	0,554	0,849	0,453	0,1923	0,01062	18,11	1,251
0,888	0,336	0,1492	0,00503	29,64	0,567	0,848	0,456	0,1933	0,01081	17,89	1,274
0,887	0,339	0,1503	0,00514	29,25	0,580	0,847	0,459	0,1944	0,01100	17,68	1,298
0,886	0,342	0,1515	0,00525	28,86	0,593	0,846	0,462	0,1954	0,01119	17,47	1,322
0,885	0,345	0,1527	0,00536	28,48	0,606	0,845	0,465	0,1965	0,01138	17,26	1,347
0,884	0,348	0,1538	0,00547	28,10	0,619	0,844	0,468	0,1975	0,01158	17,05	1,372
0,883	0,351	0,1550	0,00559	27,73	0,633	0,843	0,471	0,1985	0,01178	16,85	1,398
0,882	0,354	0,1561	0,00570	27,37	0,647	0,842	0,474	0,1996	0,01199	16,65	1,424
0,881	0,357	0,1573	0,00582	27,02	0,661	0,841	0,477	0,2006	0,01219	16,45	1,450
0,880	0,360	0,1584	0,00594	26,67	0,675	0,840	0,480	0,2016	0,01241	16,25	1,477
0,879	0,363	0,1595	0,00606	26,32	0,690	0,839	0,483	0,2026	0,01262	16,06	1,504
0,878	0,366	0,1607	0,00618	25,98	0,704	0,838	0,486	0,2036	0,01283	15,86	1,532
0,877	0,369	0,1618	0,00631	25,65	0,719	0,837	0,488	0,2046	0,01306	15,67	1,560
0,876	0,372	0,1629	0,00643	25,32	0,735	0,836	0,492	0,2057	0,01328	15,49	1,588
0,875	0,375	0,1641	0,00656	25,00	0,750	0,835	0,495	0,2067	0,01351	15,30	1,617
0,874	0,378	0,1652	0,00669	24,68	0,766	0,834	0,498	0,2077	0,01373	15,12	1,647
0,873	0,381	0,1663	0,00682	24,37	0,782	0,833	0,501	0,2087	0,01397	14,94	1,677
0,872	0,384	0,1674	0,00696	24,06	0,798	0,832	0,504	0,2097	0,01420	14,76	1,707
0,871	0,387	0,1685	0,00709	23,76	0,814	0,831	0,507	0,2107	0,01444	14,59	1,738
0,870	0,390	0,1697	0,00723	23,46	0,831	0,830	0,510	0,2117	0,01469	14,41	1,769
0,869	0,393	0,1708	0,00737	23,17	0,848	0,829	0,513	0,2126	0,01493	14,24	1,801
0,868	0,396	0,1719	0,00751	22,88	0,865	0,828	0,516	0,2136	0,01518	14,07	1,834
0,867	0,399	0,1730	0,00766	22,59	0,883	0,827	0,519	0,2146	0,01544	13,90	1,867
0,866	0,402	0,1741	0,00780	22,31	0,901	0,826	0,522	0,2156	0,01569	13,74	1,900

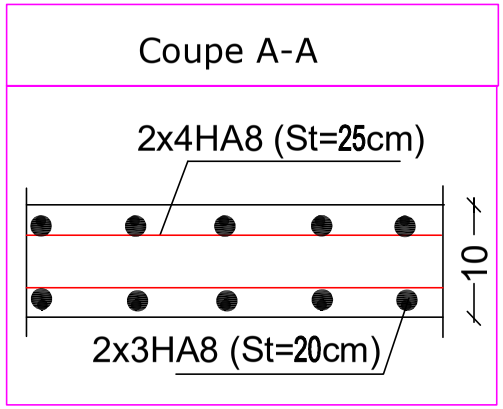
Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données, en fonction du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de Poisson ν, par le tableau ci-après :

ELU ⇒ ν = 0
ELS ⇒ ν = 0,2

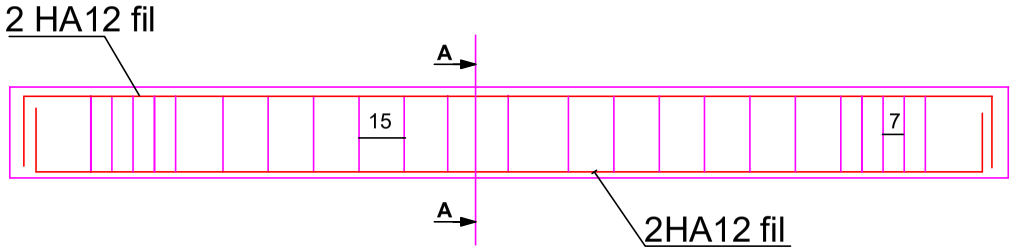
Dalle rectangulaire librement appuyée sur son pourtour.

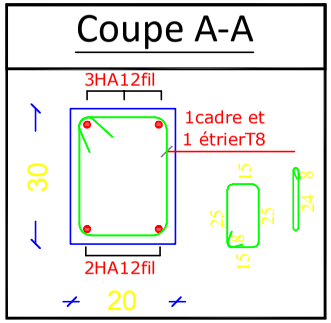
$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0$ ELU		$\nu = 0{,}20$ ELS		$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0{,}20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1094	0,250	0,1115	0,293	0,70	0,0683	0,436	0,0743	0,585
0,41	0,1078	0,250	0,1100	0,301	0,71	0,0670	0,450	0,0731	0,596
0,42	0,1062	0,250	0,1086	0,309	0,72	0,0658	0,464	0,0719	0,608
0,43	0,1047	0,250	0,1072	0,317	0,73	0,0646	0,479	0,0708	0,620
0,44	0,1032	0,250	0,1059	0,325	0,74	0,0634	0,494	0,0696	0,632
0,45	0,1017	0,250	0,1046	0,333	0,75	0,0622	0,509	0,0685	0,644
0,46	0,1002	0,250	0,1032	0,341	0,76	0,0610	0,525	0,0674	0,657
0,47	0,0988	0,250	0,1019	0,349	0,77	0,0598	0,542	0,0663	0,670
0,48	0,0974	0,250	0,1006	0,357	0,78	0,0587	0,559	0,0652	0,683
0,49	0,0960	0,250	0,0993	0,365	0,79	0,0576	0,577	0,0642	0,696
0,50	0,0946	0,250	0,0981	0,373	0,80	0,0565	0,595	0,0632	0,710
0,51	0,0932	0,250	0,0969	0,382	0,81	0,0553	0,613	0,0621	0,723
0,52	0,0918	0,250	0,0957	0,391	0,82	0,0542	0,631	0,0610	0,737
0,53	0,0905	0,250	0,0945	0,400	0,83	0,0531	0,649	0,0600	0,750
0,54	0,0892	0,250	0,0933	0,410	0,84	0,0520	0,667	0,0589	0,764
0,55	0,0879	0,250	0,0921	0,420	0,85	0,0509	0,685	0,0579	0,778
0,56	0,0855	0,253	0,0909	0,431	0,86	0,0498	0,695	0,0569	0,791
0,57	0,0852	0,266	0,0897	0,442	0,87	0,0488	0,721	0,0559	0,804
0,58	0,0838	0,279	0,0885	0,453	0,88	0,0478	0,740	0,0549	0,818
0,59	0,0825	0,292	0,0873	0,465	0,89	0,0468	0,759	0,0539	0,832
0,60	0,0812	0,305	0,0861	0,476	0,90	0,0458	0,778	0,0529	0,846
0,61	0,0796	0,317	0,0849	0,487	0,91	0,0448	0,798	0,0519	0,861
0,62	0,0785	0,330	0,0837	0,497	0,92	0,0438	0,819	0,0510	0,875
0,63	0,0772	0,343	0,0825	0,508	0,93	0,0428	0,841	0,0500	0,891
0,64	0,0759	0,356	0,0813	0,519	0,94	0,0419	0,864	0,0491	0,906
0,65	0,0746	0,369	0,0801	0,530	0,95	0,0410	0,888	0,0483	0,925
0,66	0,0733	0,382	0,0789	0,541	0,96	0,0401	0,911	0,0475	0,939
0,67	0,0720	0,395	0,0777	0,552	0,97	0,0393	0,934	0,0467	0,954
0,68	0,0707	0,408	0,0766	0,563	0,98	0,0385	0,956	0,0459	0,970
0,69	0,0695	0,422	0,0754	0,574	0,99	0,0377	0,978	0,0451	0,985
					1,00	0,0368	1,000	0,0442	1,000



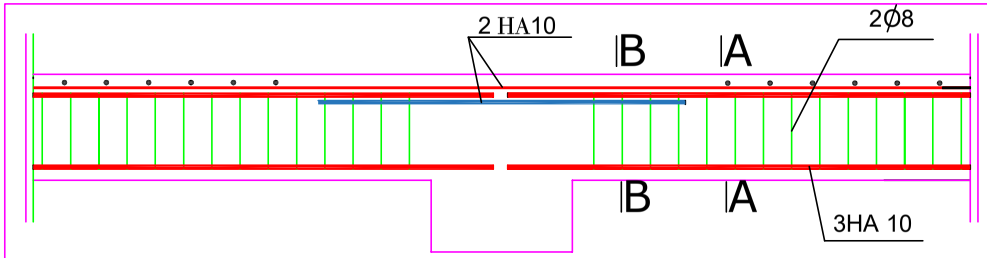


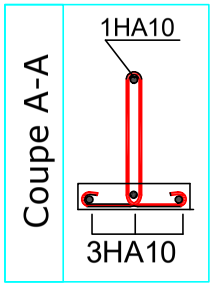
Ferraillage de l'acrotère

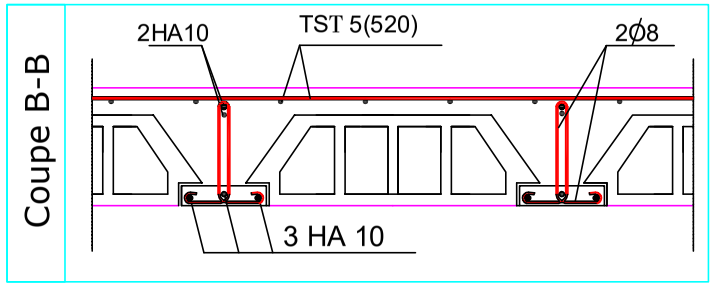




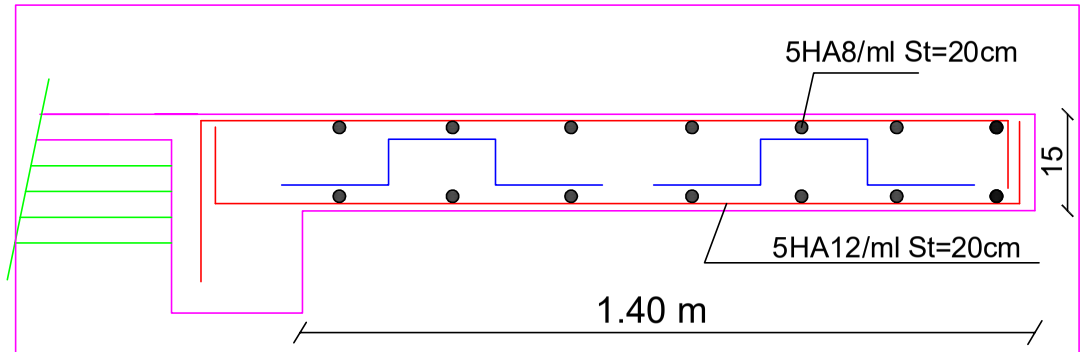
Ferraillage de la poutre de chainage







Ferraillage du plancher



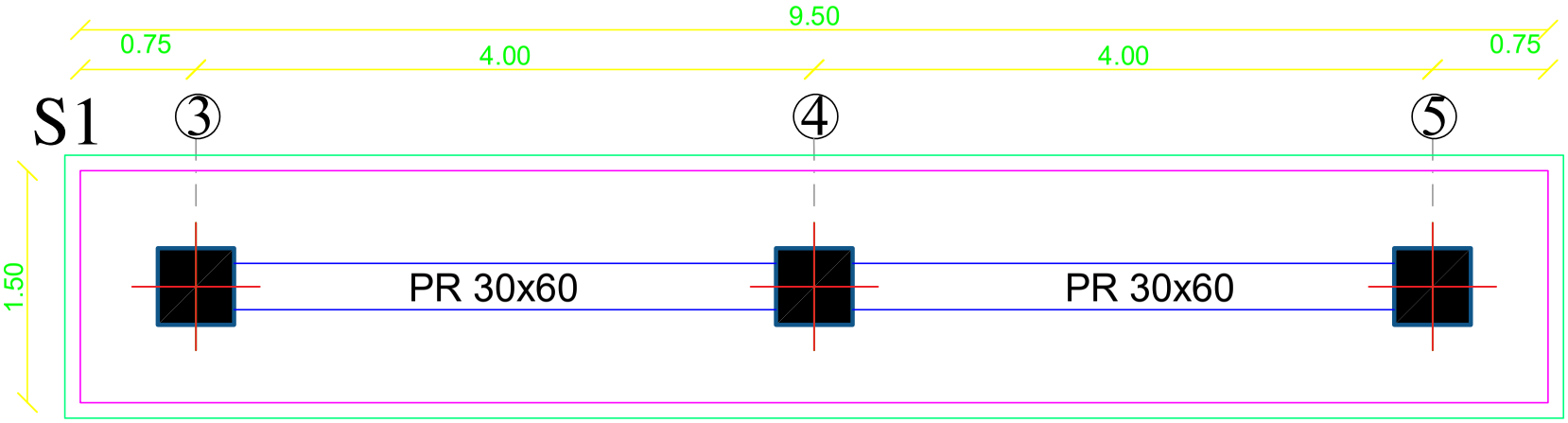
Ferraillage du balcon

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

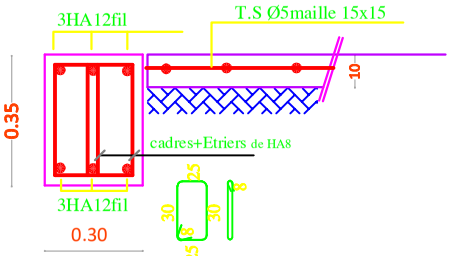
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

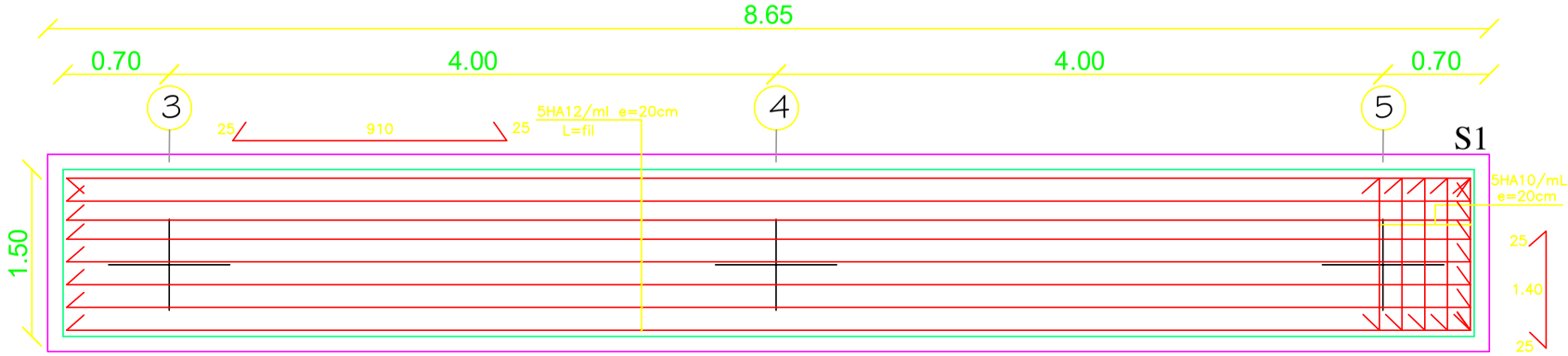
Etudié par : -M^{r} BOUAZIZ Ali Ramdane -M^{elle} BESTANI Kahina	*Titre :* Ferraillage de l'acrotère Ferraillage de la poutre de chainage Ferraillage du plancher Ferraillage du balcon	*Plan N°:* **16**
Dirigé par : -M^{me} SI AHMED.H		*Promotion:* 2019-2020

Coffrage et Ferraillage Semelle S1

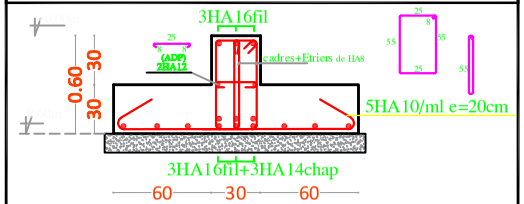


ferraillage de dalle flottante et longrines(30X35)

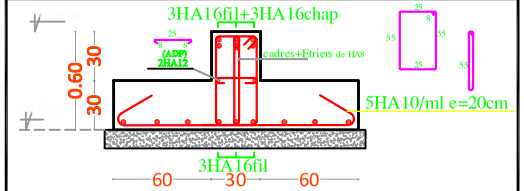


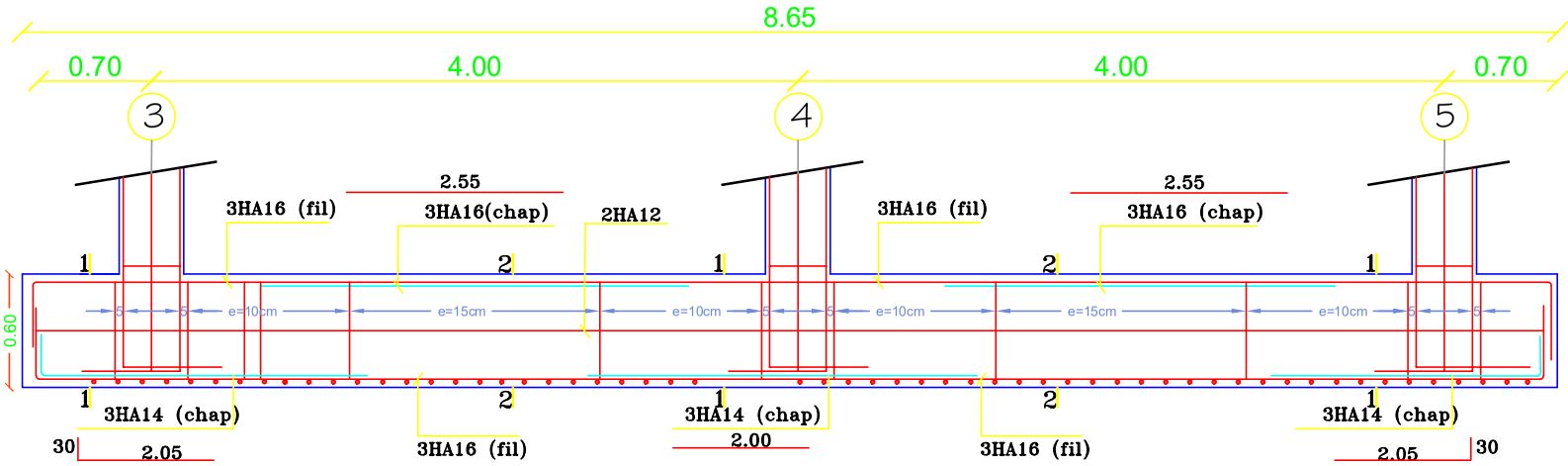


La Coupe 1-1



La Coupe 2-2





UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

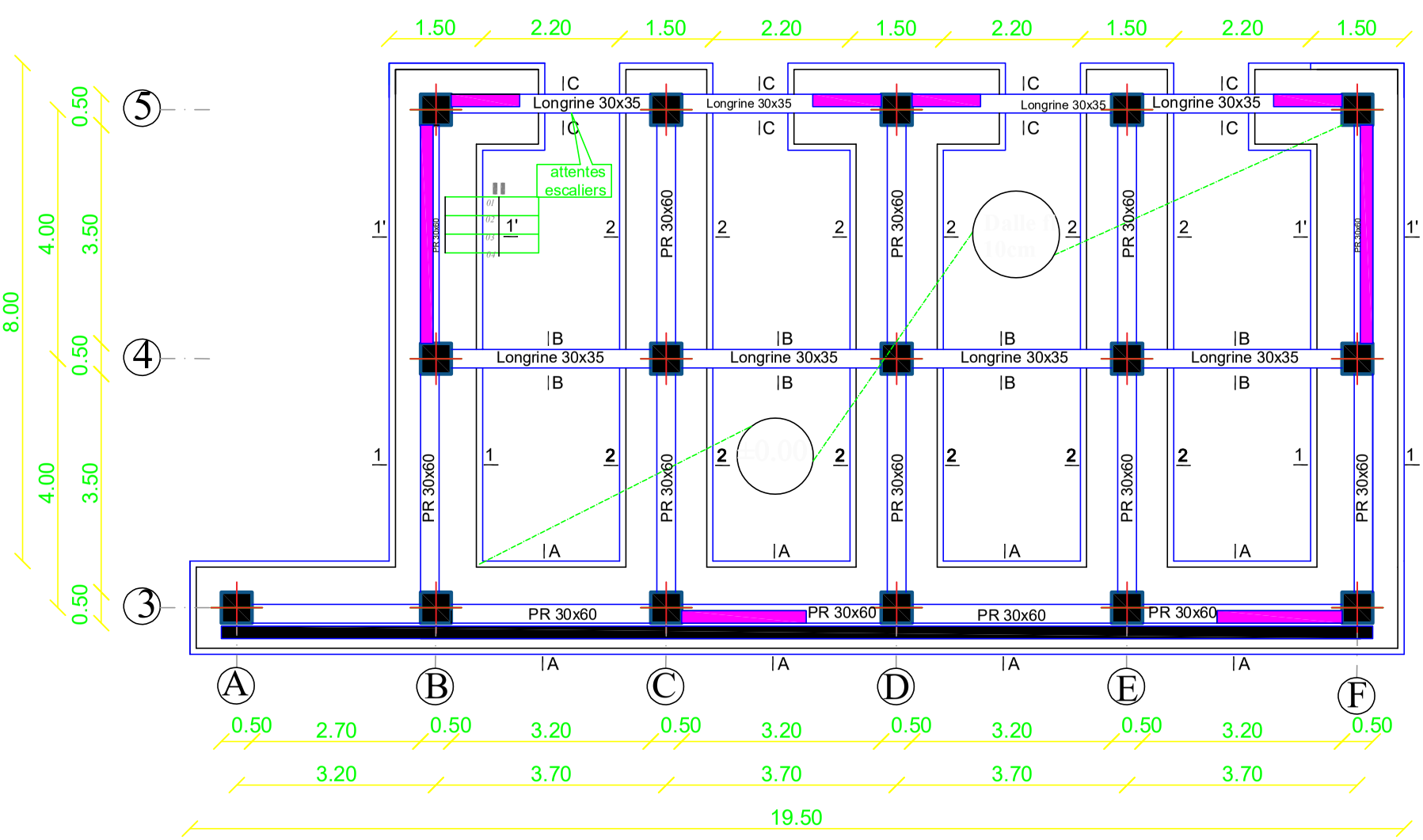
Etudié par :
-M^r^ BOUAZIZ Ramdane
-M^elle^ BESTANI Kahina

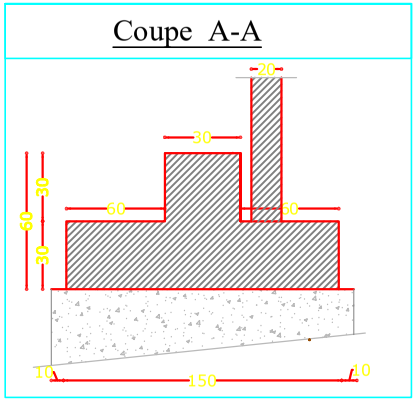
Dirigé par :
-M^me^ SI AHMED.H

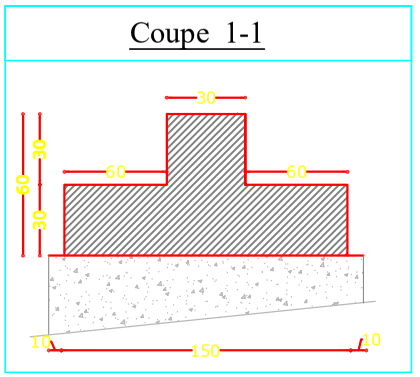
Titre :
Coffrage et Ferraillage Semelle

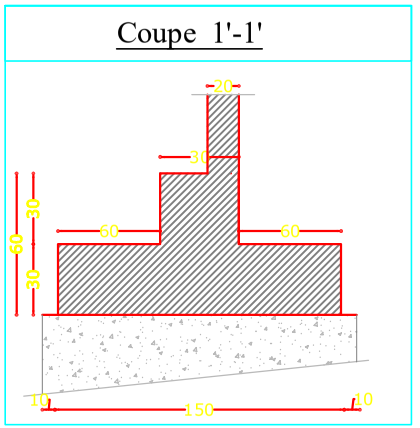
Plan N°:09

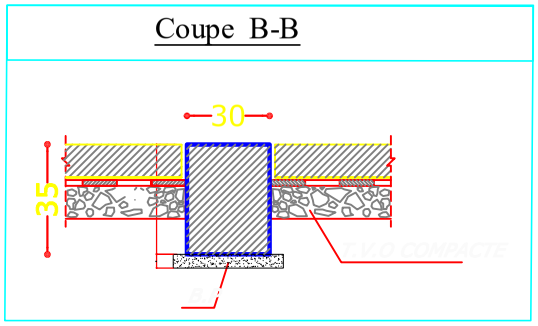
Promotion:
2019-2020

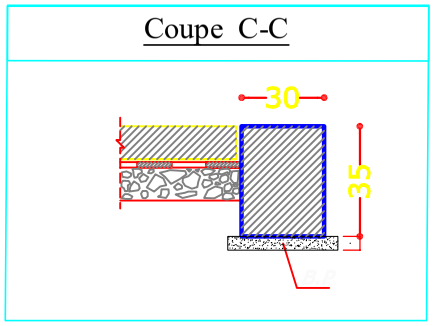












UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^r BOUAZIZ Ali Ramdane

-M^elle BESTANI Kahina

Dirigé par :

-M^me SI AHMED.H

Titre :

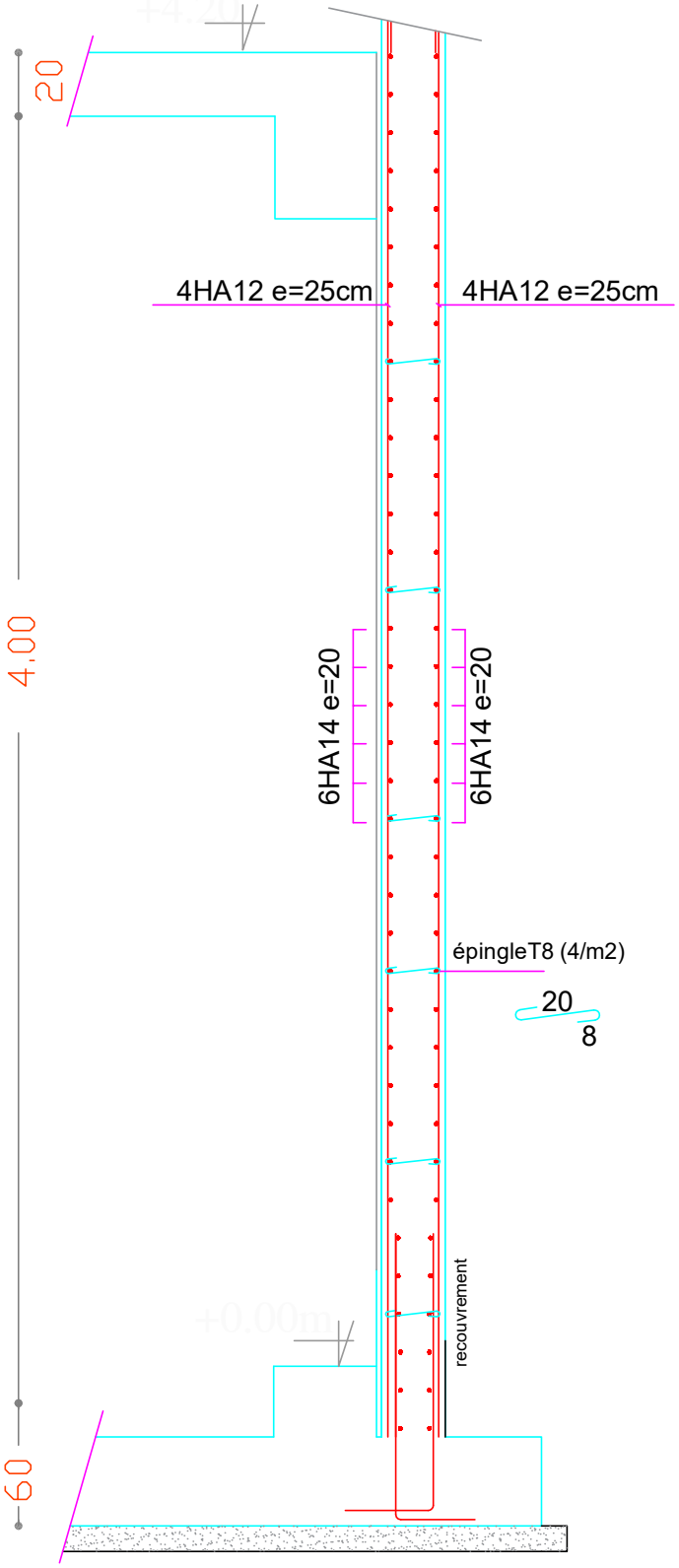
PLAN DE FONDATIONS

NIV : ±0.00 (Cave)

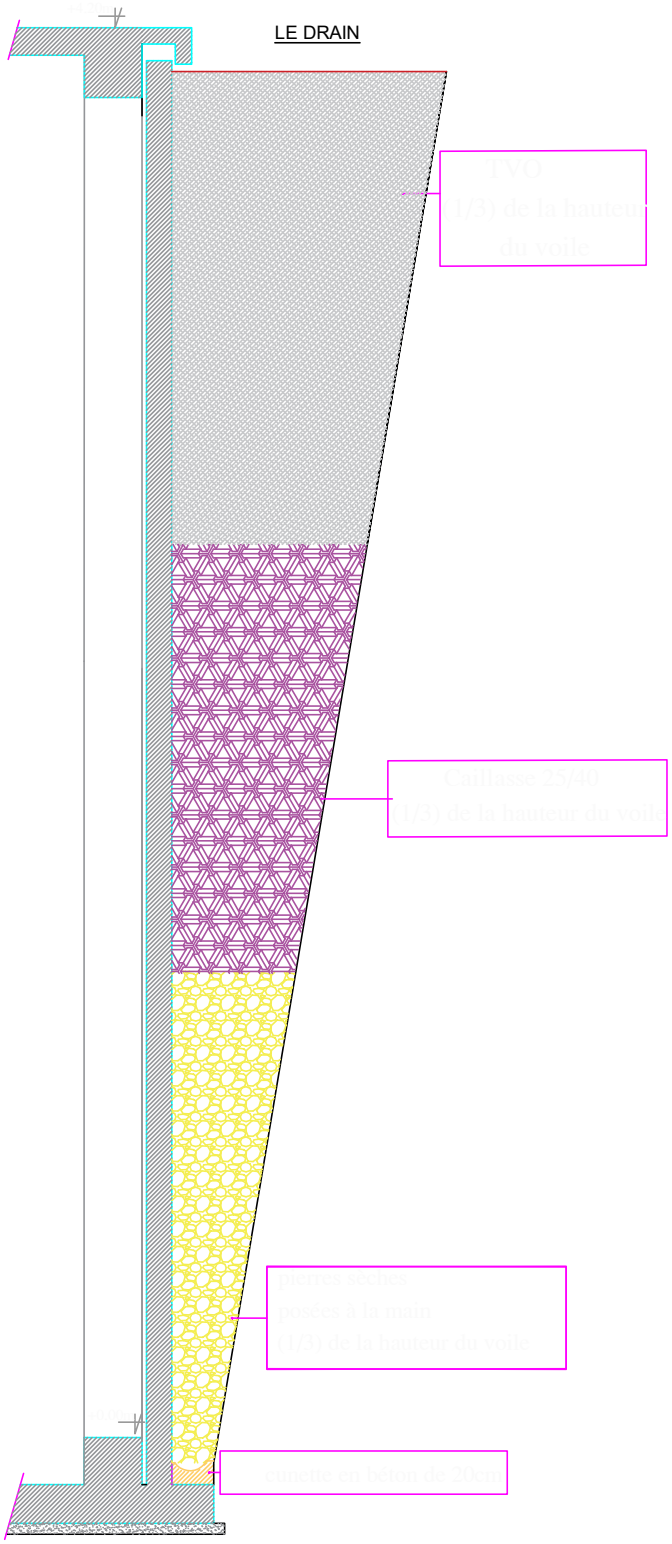
Plan N°: **01**

Promotion: 2019-2020

Détails de ferraillage le voile plaque



Détails de drainage derrière le voile plaque



FERRAILLAGE DE VOILE PLAQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^r BOUAZIZ Ali Ramdane

-M^elle BESTANI Kahina

Dirigé par :

-M^me SI AHMED.H

Titre :

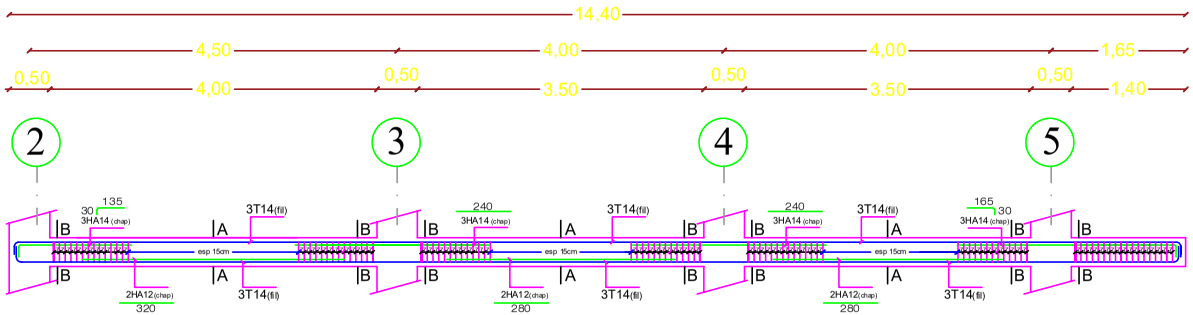
FERRAILLAGE DE VOILE PLAQUE

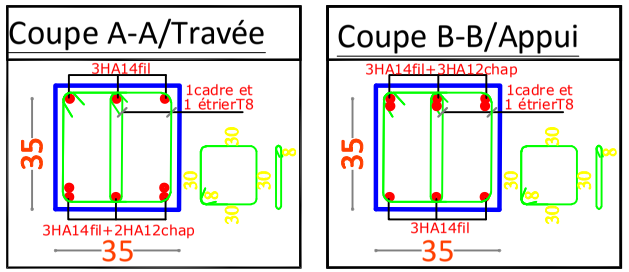
Plan N°:**13**

Promotion: 2019-2020

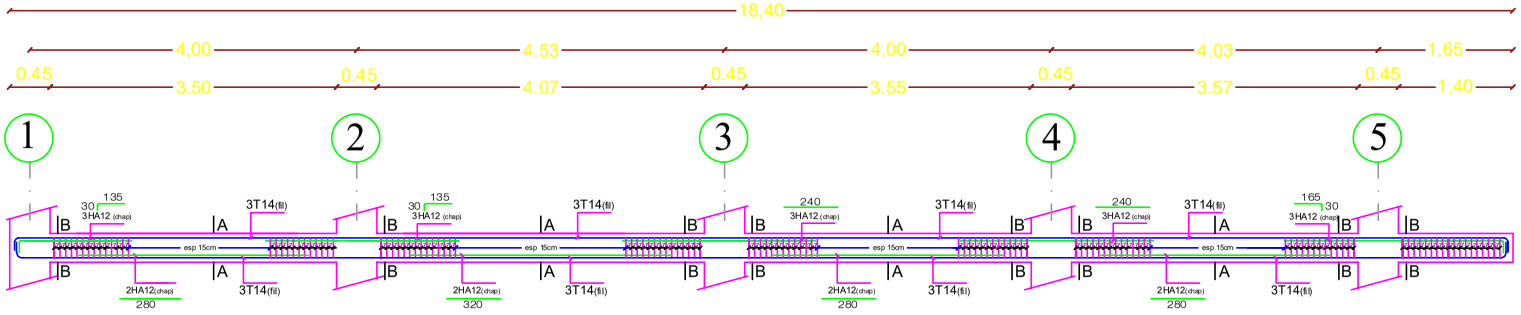
Ferraillage des poutres principales (35X35)cm² axes: A; B; C; D; E et F

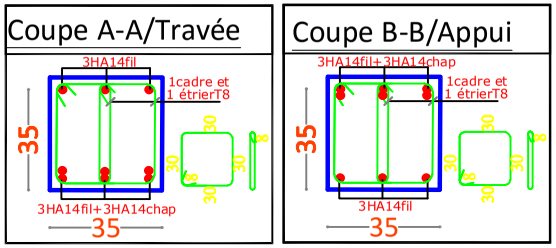
ZONE (I)



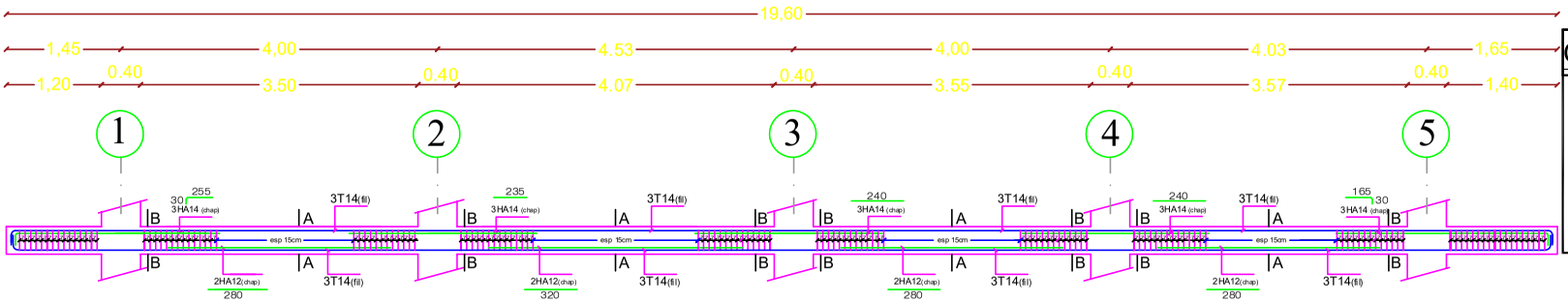


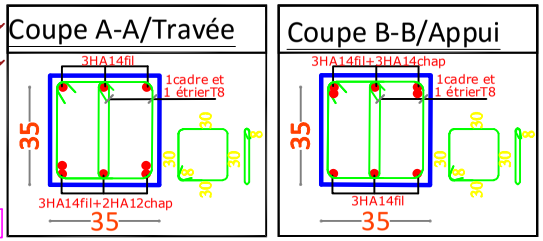
ZONE (II)





ZONE (III)





UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{r} BOUAZIZ Ali Ramdane

-M^{elle} BESTANI Kahina

Dirigé par :

-M^{me} SI AHMED.H

Titre :

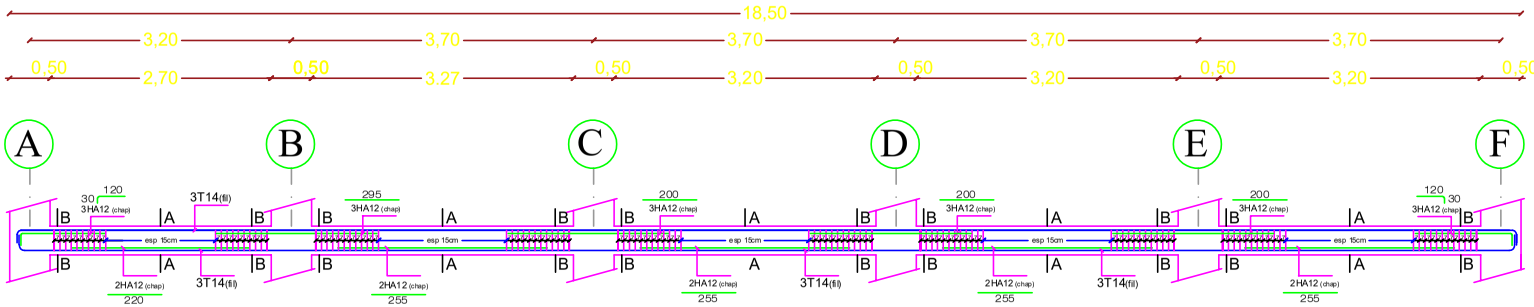
Ferraillage des poutres principales

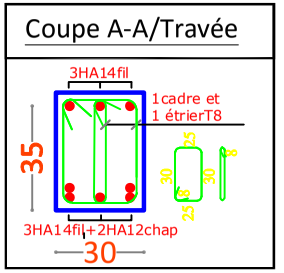
Plan N°: ***10***

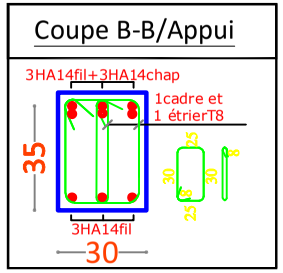
Promotion: *2019-2020*

Ferraillage des poutres secondaires (30x35)cm² files 1,2,3,4 et 5

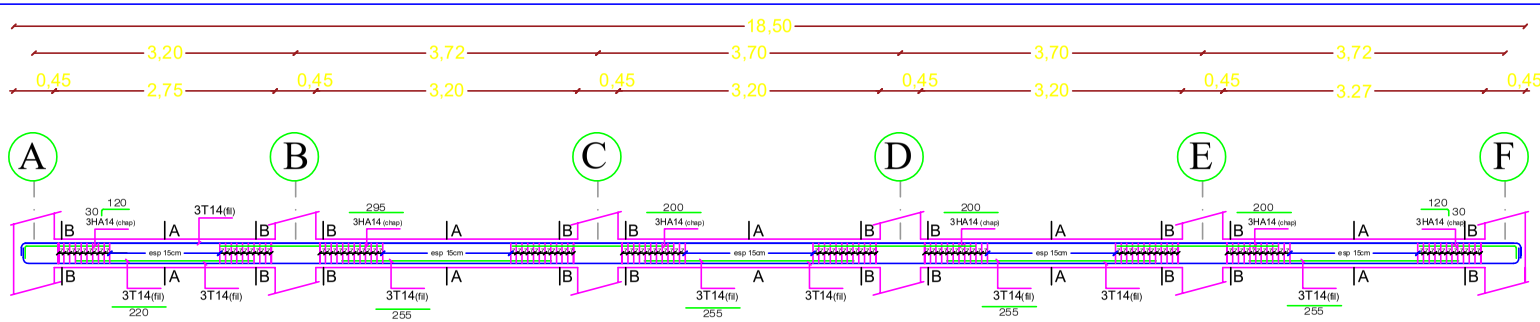
ZONE (I)

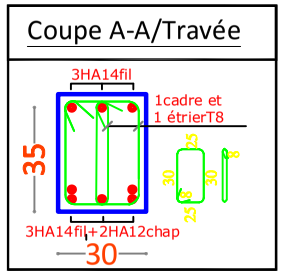


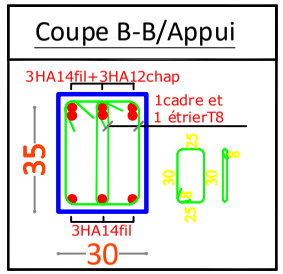




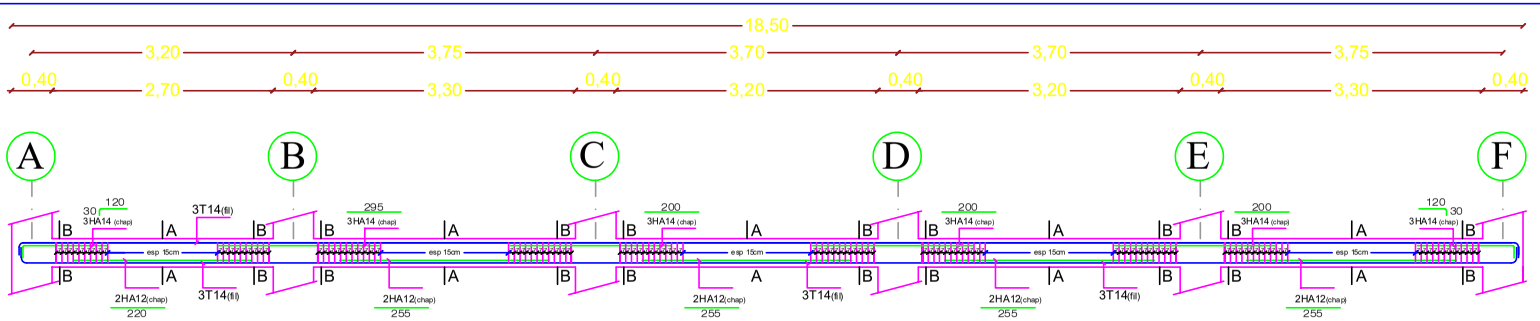
ZONE (II)

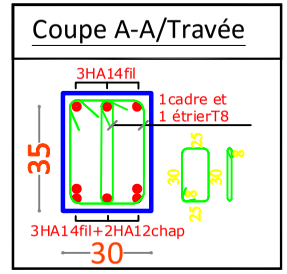


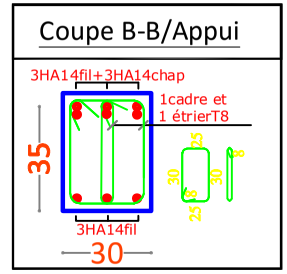




ZONE (III)







UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{r} BOUAZIZ Ali Ramdane

-M^{elle} BESTANI Kahina

Dirigé par :

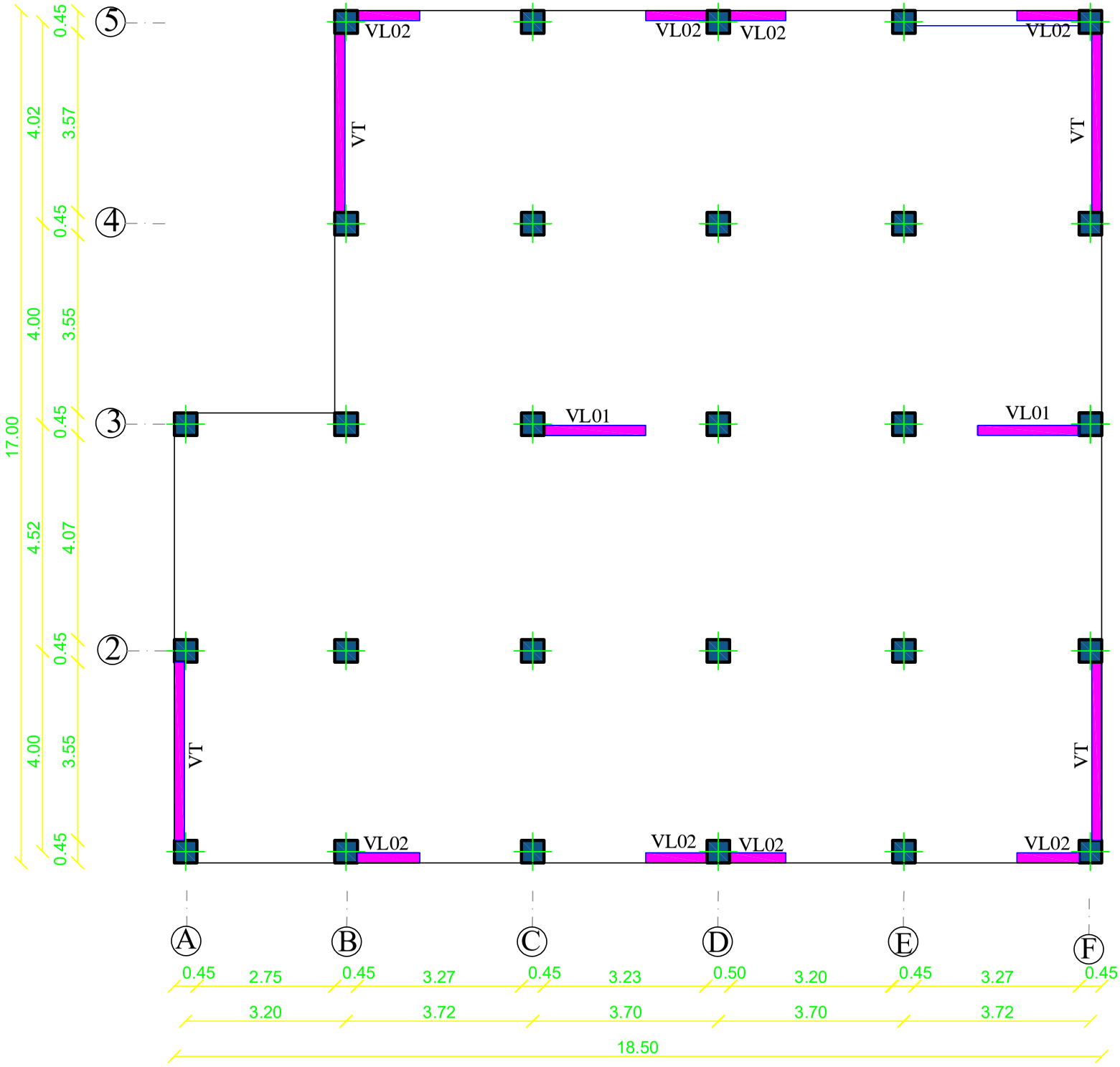
-M^{me} SI AHMED.H

Titre :

Ferraillage des poutres secondaires

*Plan N°:**11***

Promotion:
2019-2020



*Les Voiles Longitudinaux:

VL 01 =2.00 m

VL 02 =1.10 m

*Les Voiles Transversaux :

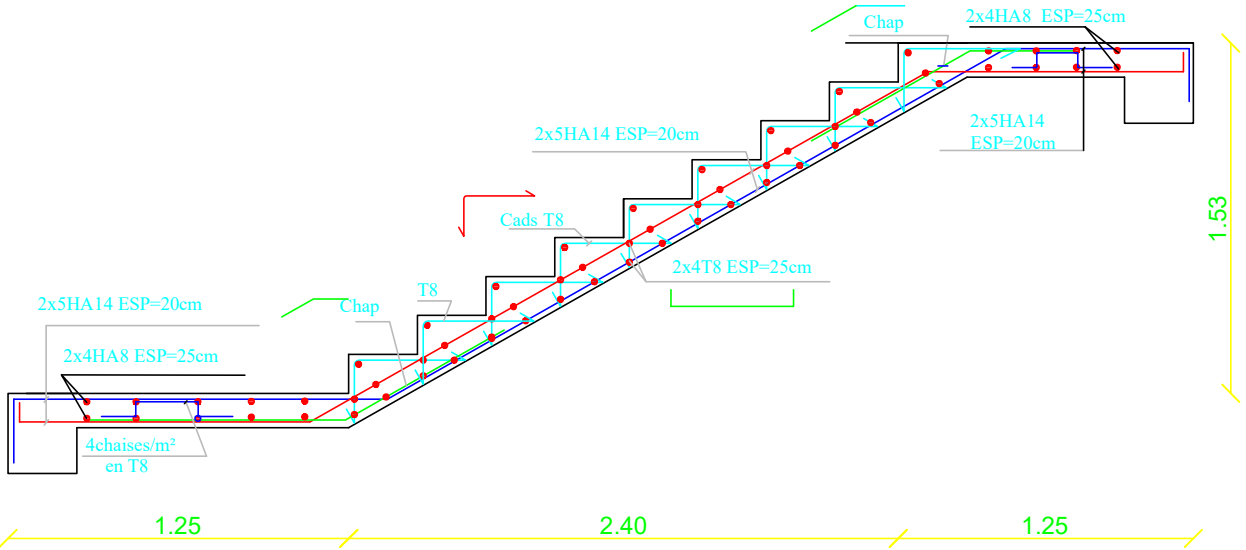
VT =4.00m

LA DISPOSITION DES VOILES

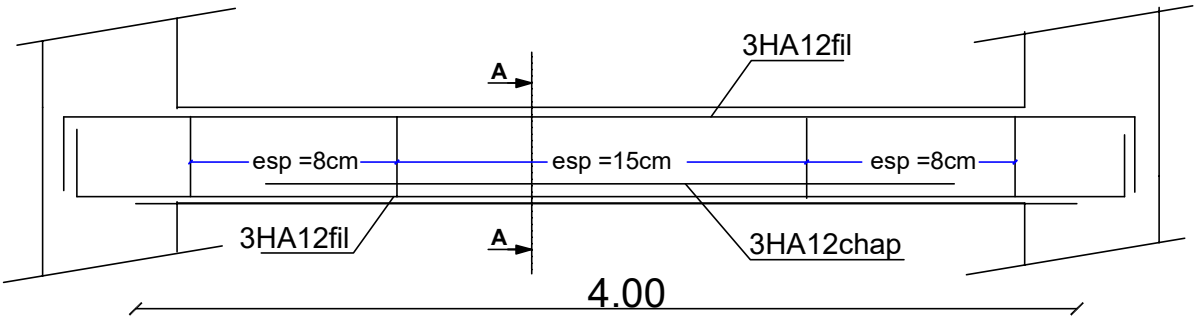
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

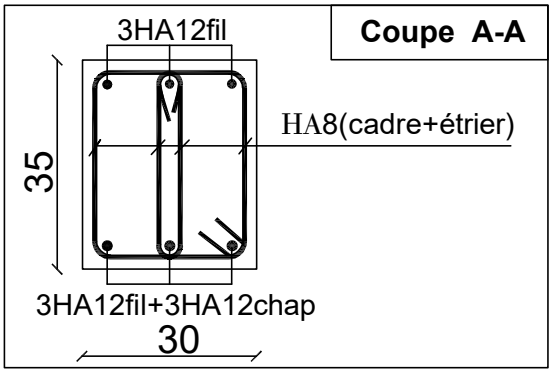
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par : -M^r BOUAZIZ Ali Ramdane -M^elle BESTANI Kahina	*Titre :* PLAN DE FONDATIONS NB : 2 sous (Gauche)	*Plan N°:* **02**
Dirigé par : -M^me SI AHMED.H		*Promotion:* 2019-2020



Ferraillage de l'escalier
(Etage courant)

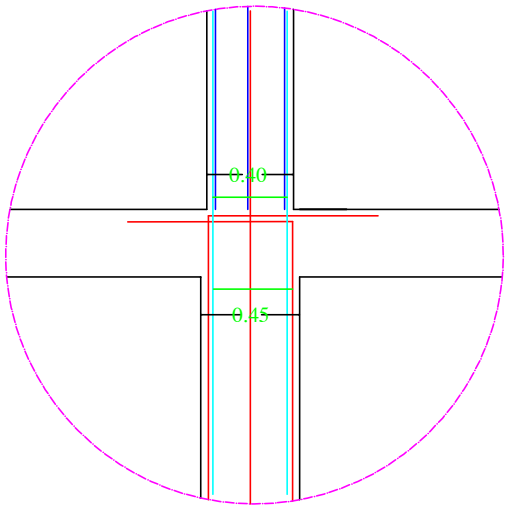




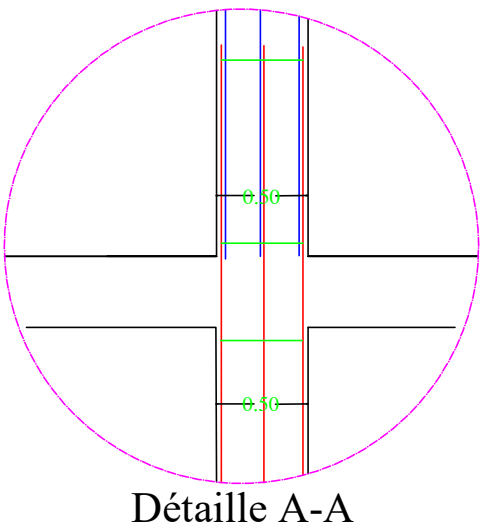
Ferraillage de la poutre palière

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU **Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**		
Etudié par : -M^{r} BOUAZIZ Ali Ramdane -M^{elle} BESTANI Kahina Dirigé par : -M^{me} SI AHMED.H	Titre : Ferraillage de l'escalier Ferraillage de la poutre palière	Plan N°:17 Promotion: 2019-2020

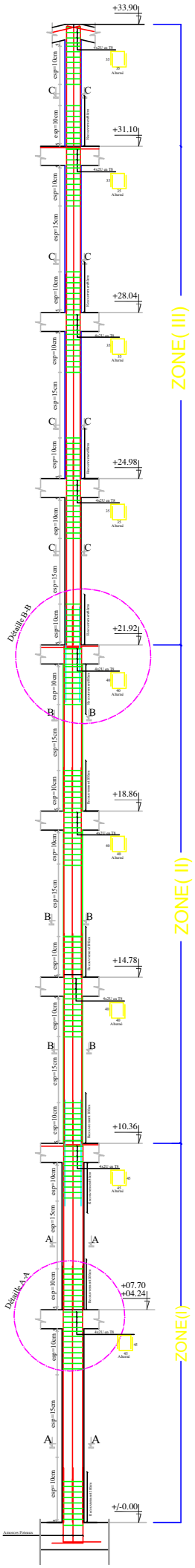
FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)



Détaille B-B



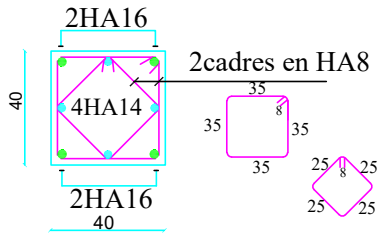
Détaille A-A



Coupe C-C

ZONE(III):

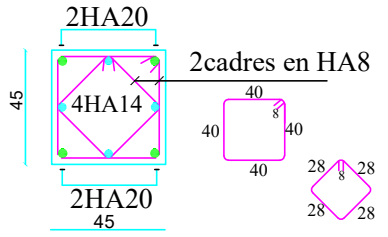
Poteau(40x40):3eme ,4eme 5eme ETAGE et charpente



Coupe B-B

ZONE(II):

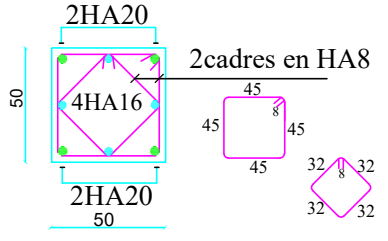
Poteau(45x45):RDC ,1eme et 2eme ETAGE



Coupe A-A

ZONE(I):

Poteau(50x50): CAVE ,S0US-SOL 2, et S0US-SOL1



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M' BOUAZIZ Ali Ramdane

-M^{elle} BESTANI Kahina

Dirigé par :

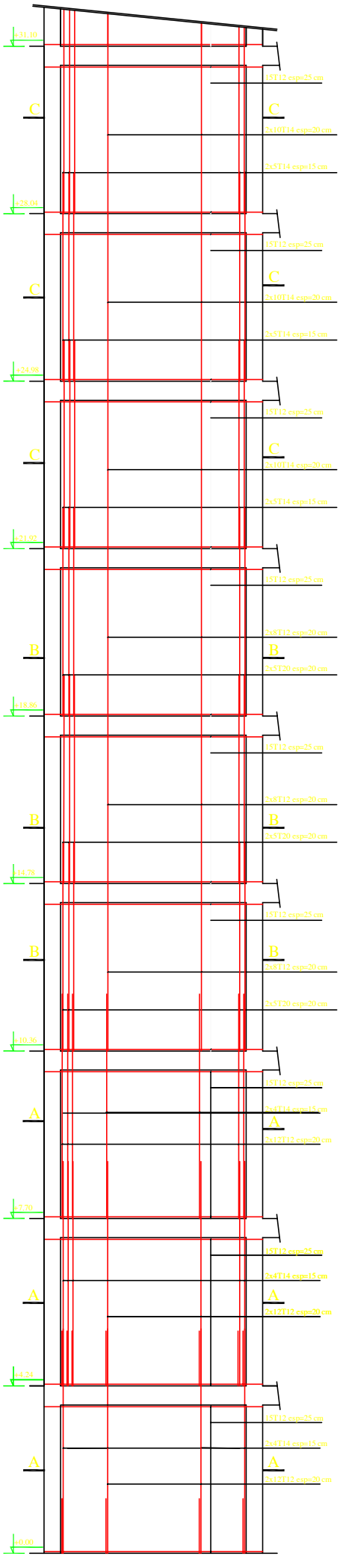
-M^{me} SI AHMED.H

Titre :

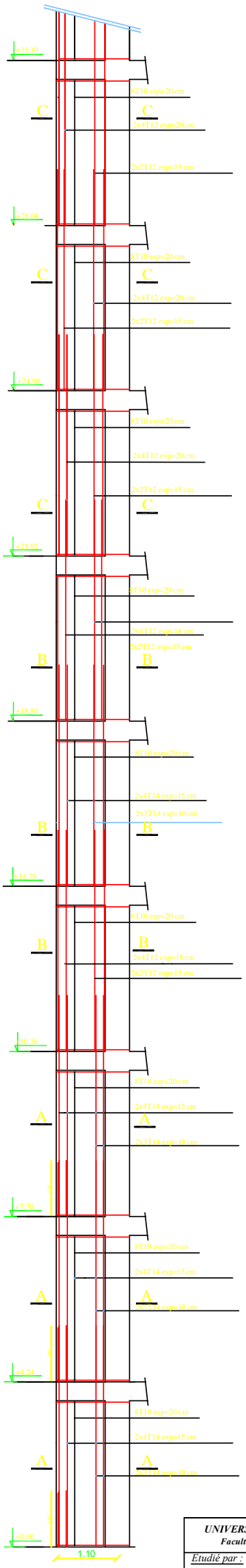
Ferraillage des poutres principales

Plan N°:12

Promotion:
2019-2020



Voile Transversal :VT



Voile Longitudinal:VL 02

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^r BOUAZIZ Ali Ramdane
-M^lle BESTANI Kahina

Dirigé par :
-M^me SI AHMED.H

Titre : Ferraillage des voiles

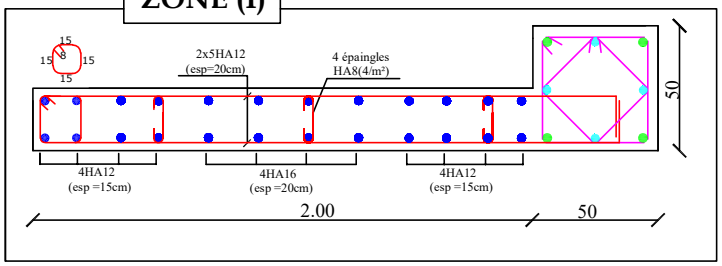
Plan N°: **15**

Promotion: 2019-2020

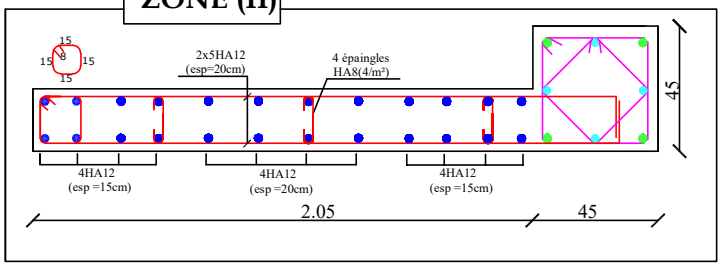
Voile Longitudinal:VL 01

-L=2.00m

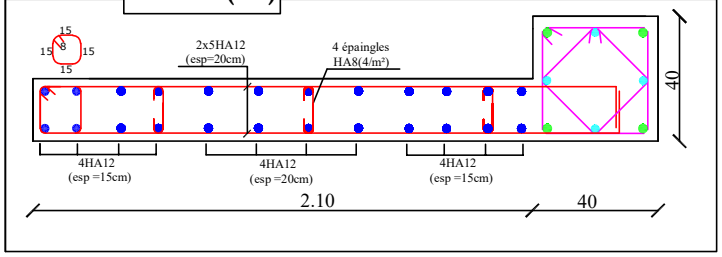
ZONE (I)



ZONE (II)



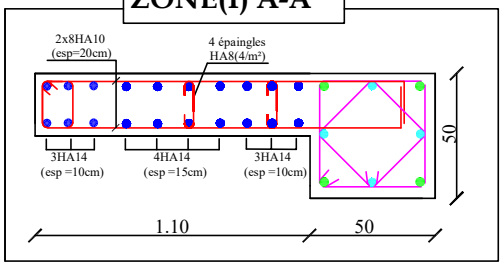
ZONE (III)



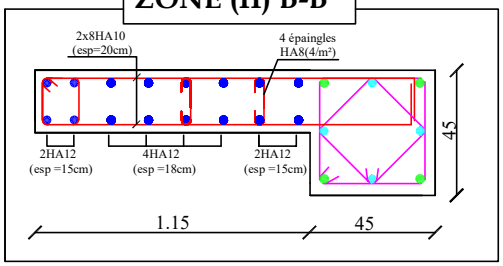
Voile Longitudinal:VL 02

-L=1.10m

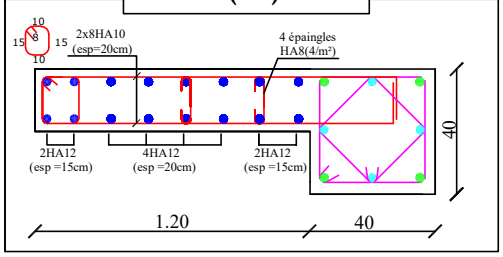
ZONE(I) A-A



ZONE (II) B-B



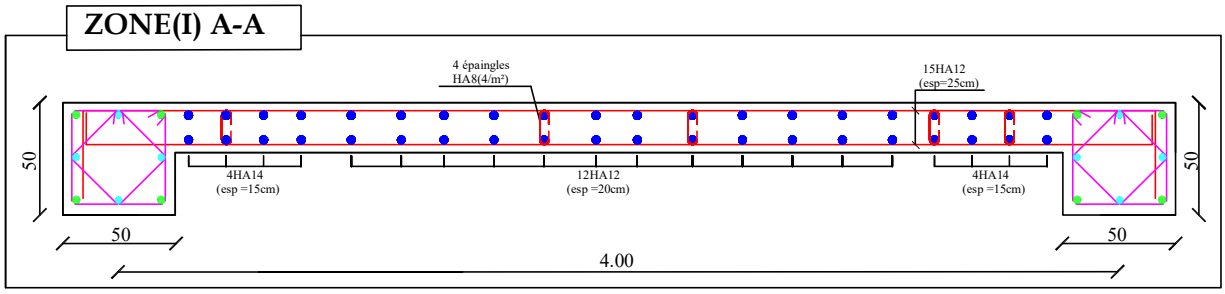
ZONE (III) C-C



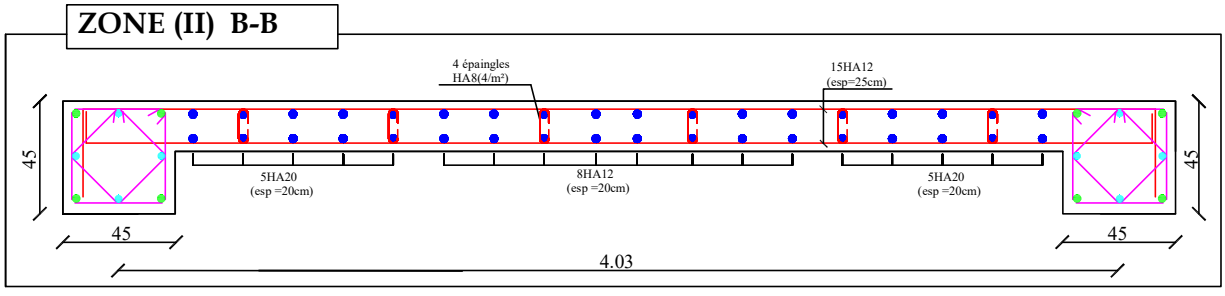
Voile Transversal :VT

-L=4.00m

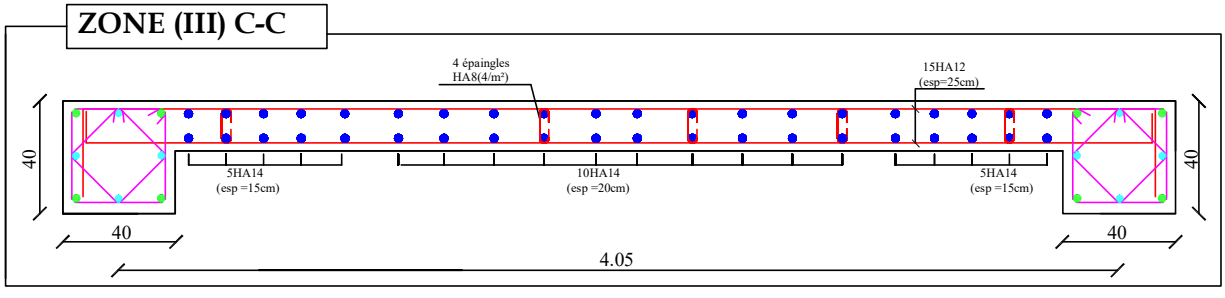
ZONE(I) A-A



ZONE (II) B-B



ZONE (III) C-C



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

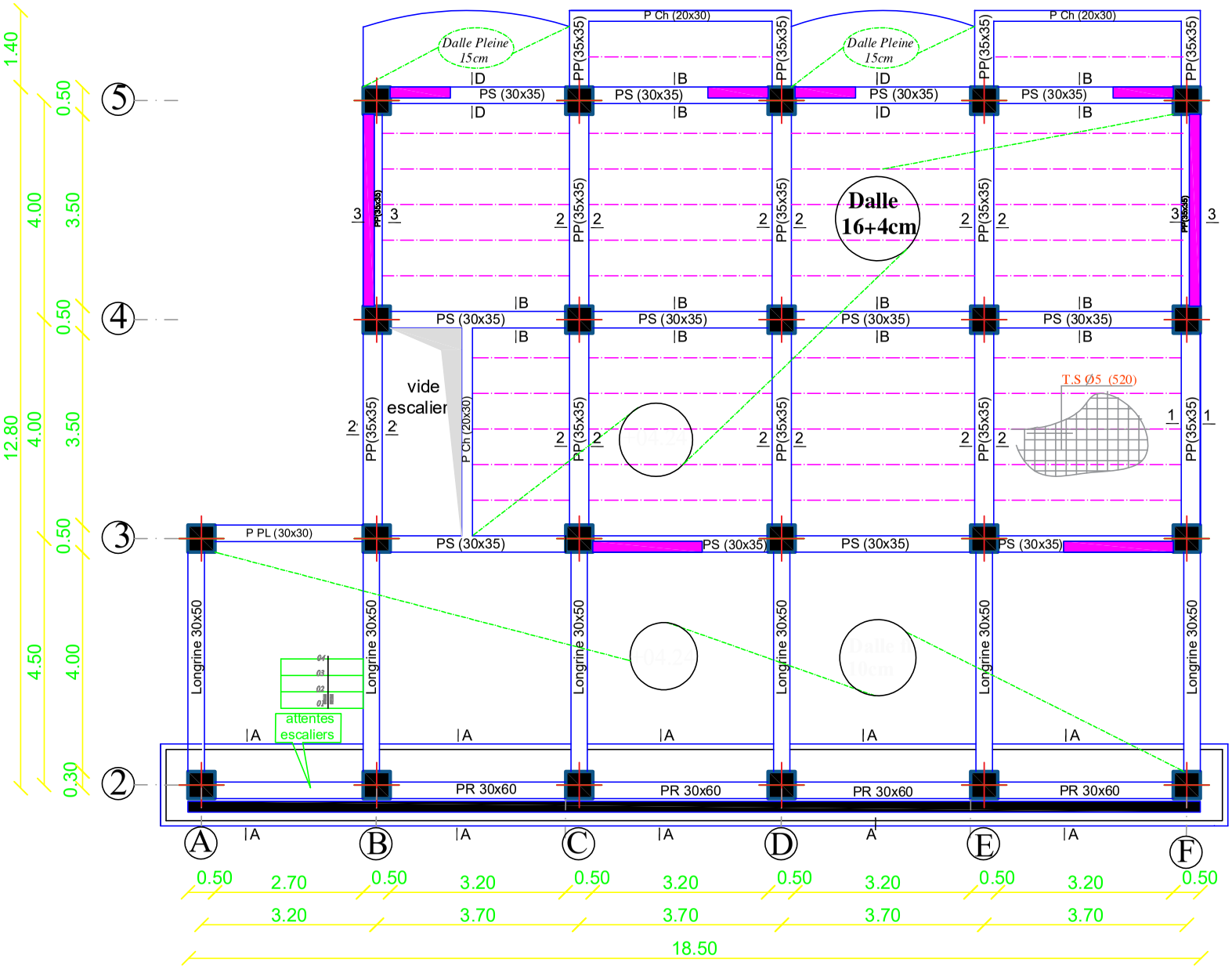
Etudié par :
-M^r BOUAZIZ Ali Ramdane
-M^elle BESTANI Kahina

Dirigé par :
-M^me SI AHMED.H

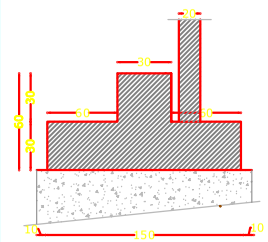
Titre :

Plan N°:14

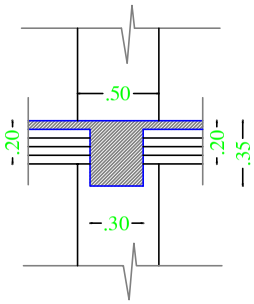
Promotion: 2019-2020



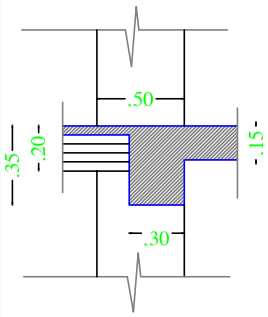
Coupe A-A



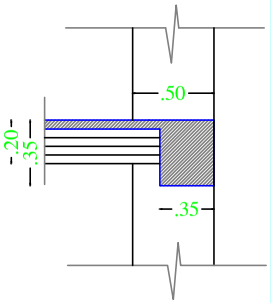
Coupe B-B



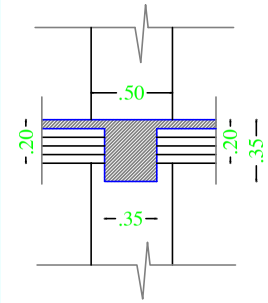
Coupe D-D



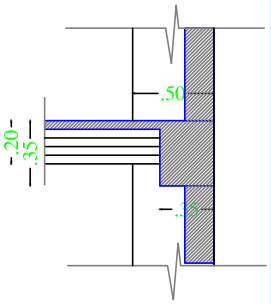
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Coupe 3-3



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{r} BOUAZIZ Ali Ramdane

-M^{elle} BESTANI Kahina

Dirigé par :

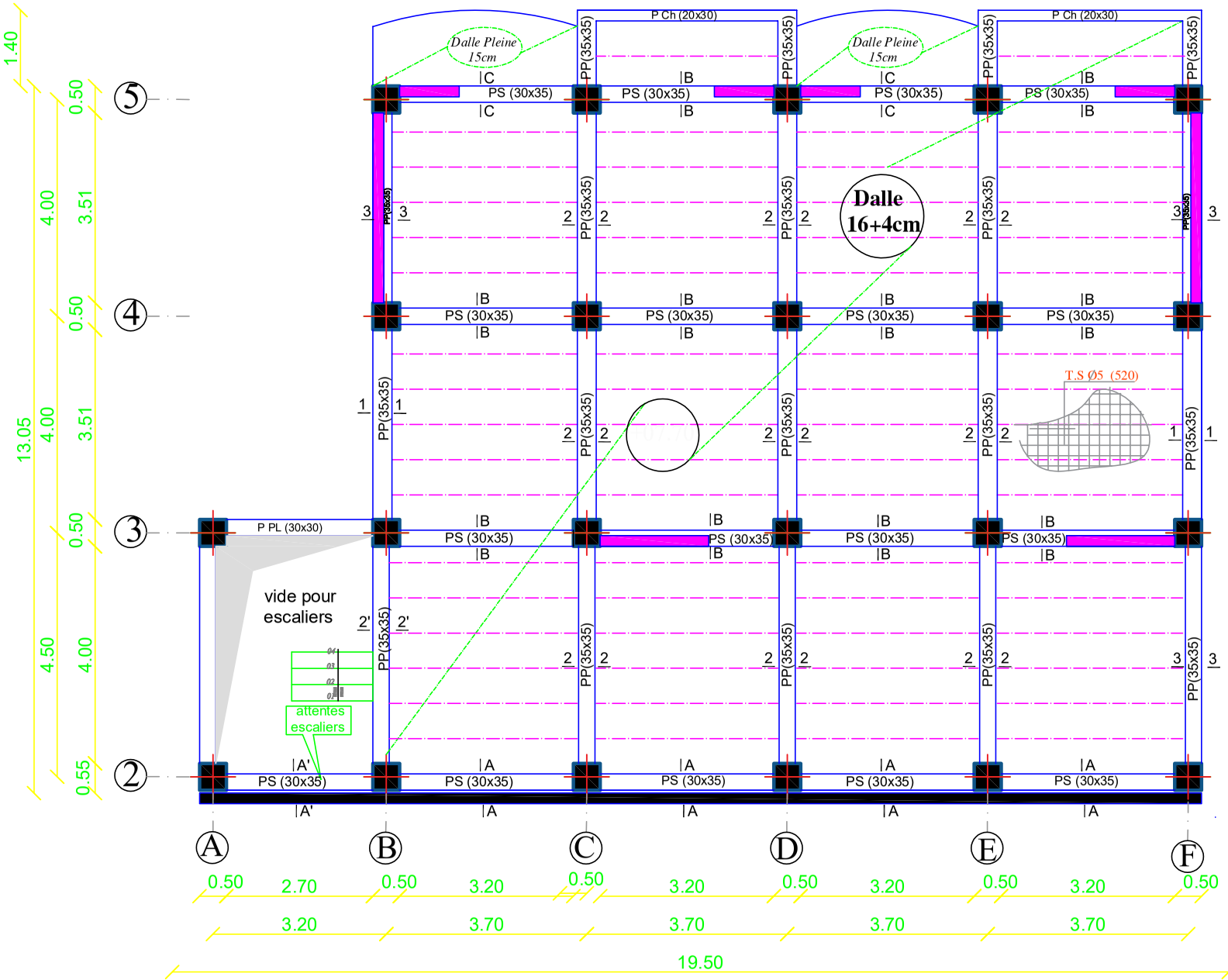
-M^{me} SI AHMED.H

Titre :

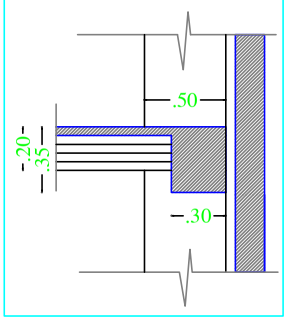
PLAN DE COFFRAGE
NIV: +4.44 (sous sol 01)

Plan N°: **03**

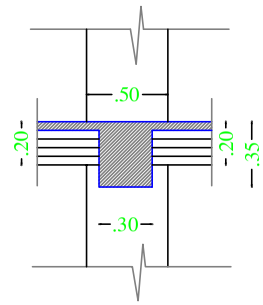
Promotion: 2019-2020



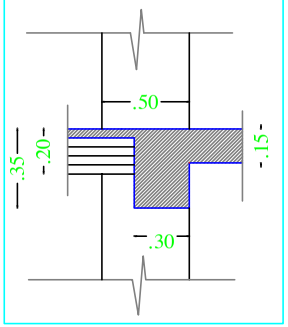
Coupe A-A



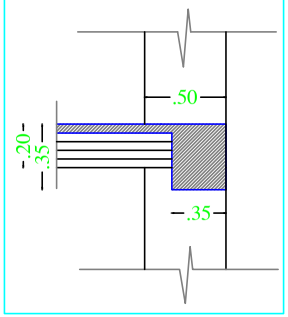
Coupe B-B



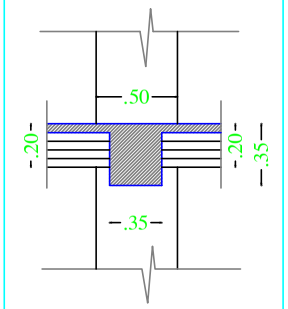
Coupe C-C



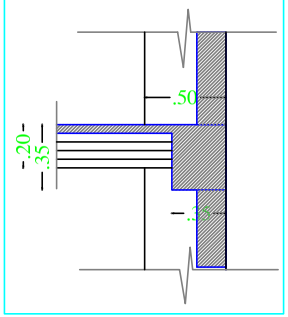
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Coupe 3-3



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^r^ BOUAZIZ Ali Ramdane

-M^elle^ BESTANI Kahina

Dirigé par :

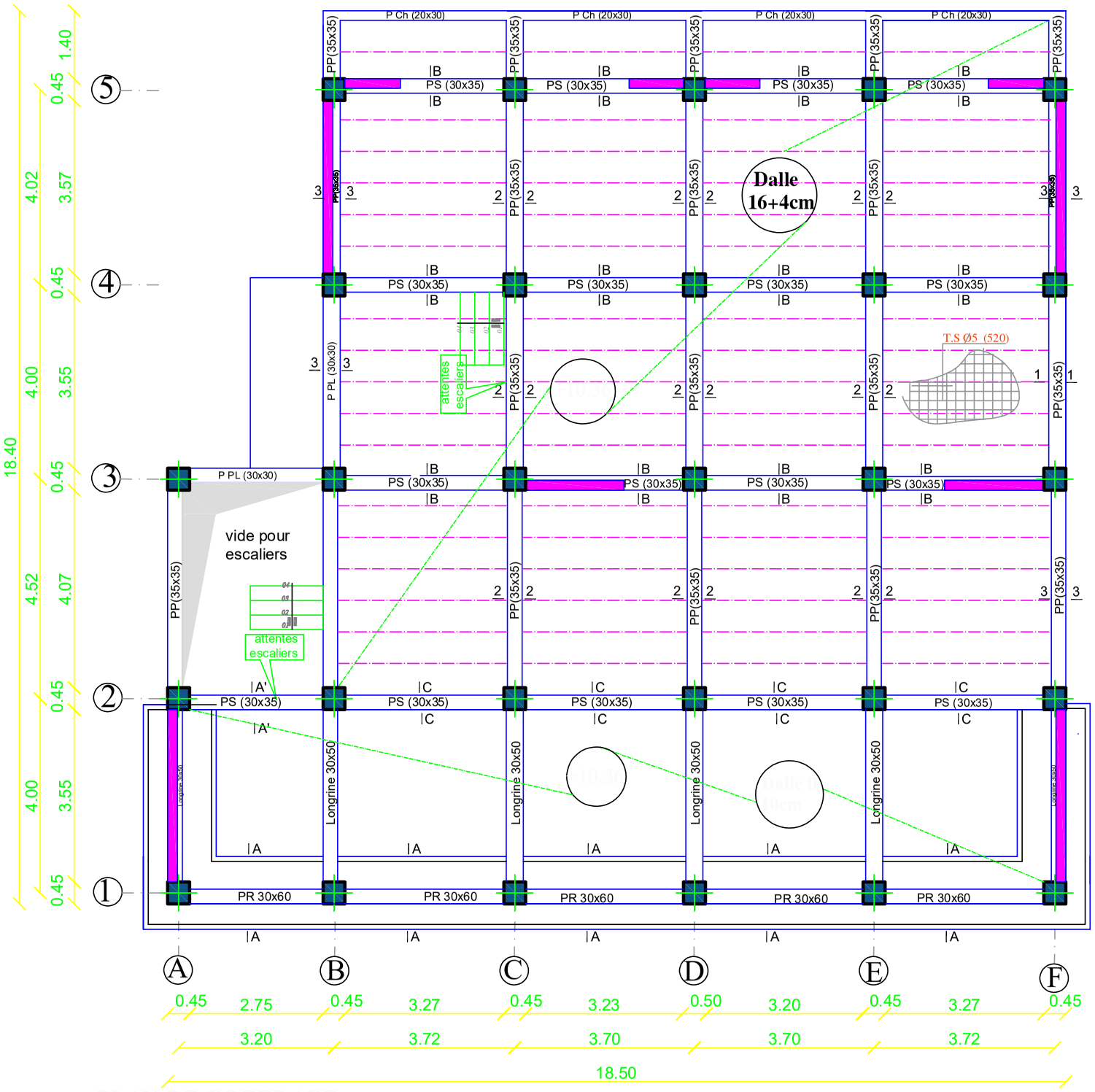
-M^me^ SI AHMED.H

Titre :

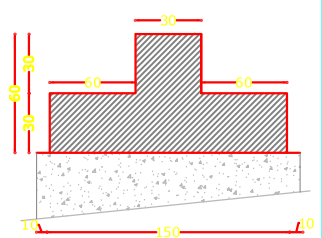
PLAN DE COFFRAGE
NIV: +7.77 (sous sol 01)

Plan N°: ***04***

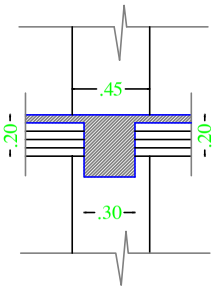
Promotion: 2019-2020



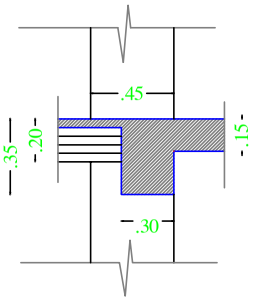
Coupe A-A



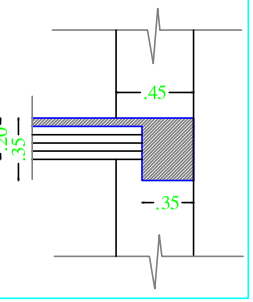
Coupe B-B



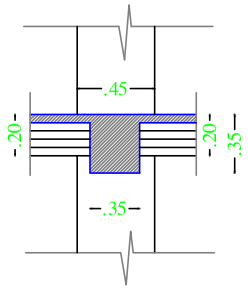
Coupe C-C



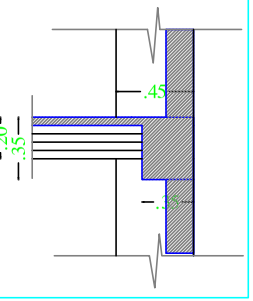
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Coupe 3-3



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^r BOUAZIZ Ali Ramdane

-M^elle BESTANI Kahina

Dirigé par :

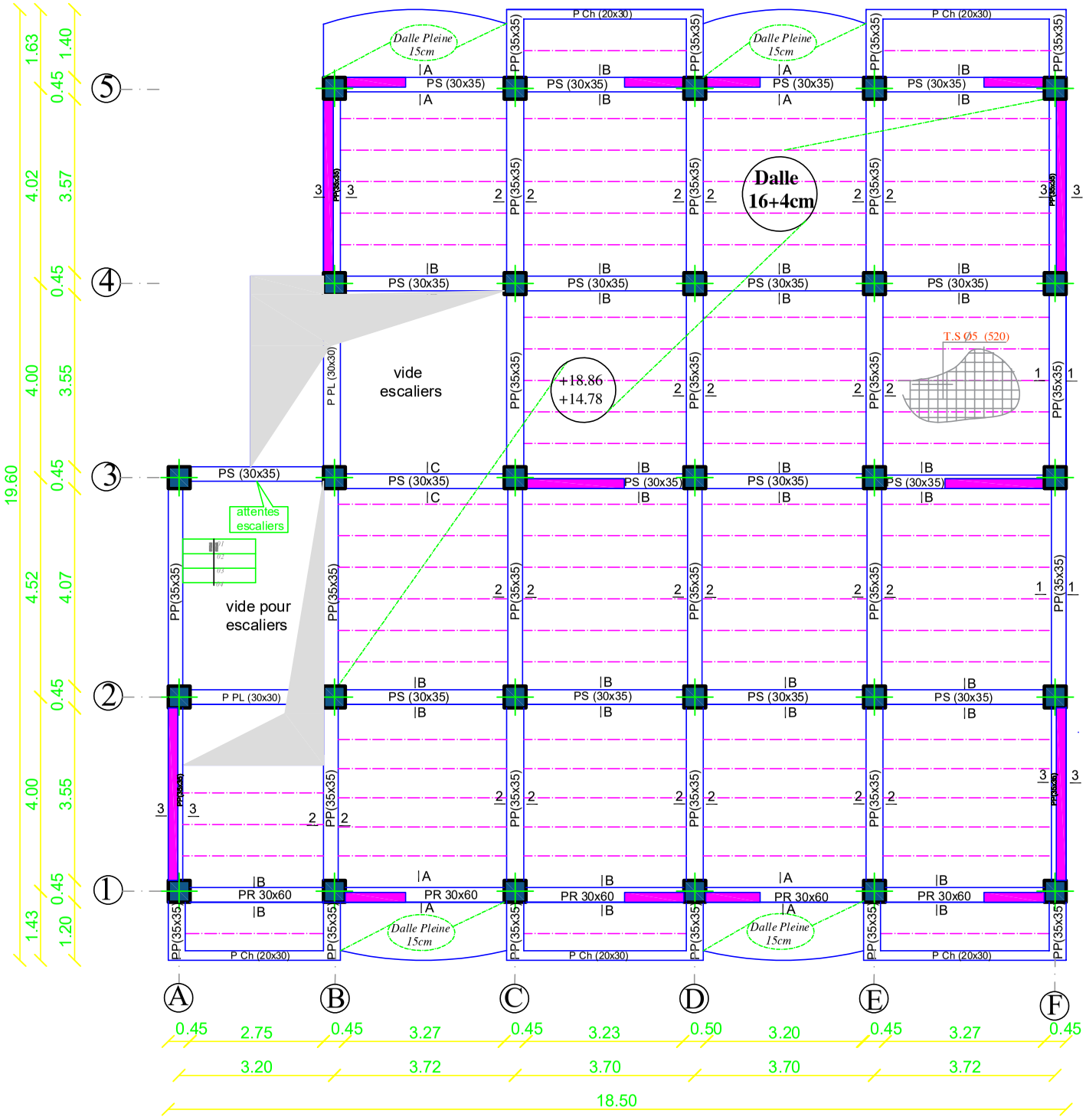
-M^me SI AHMED.H

Titre :

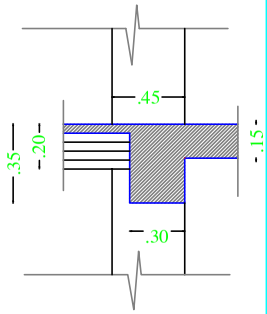
PLAN DE COFFRAGE NIV: +10.36 (RDC)

Plan N°: **05**

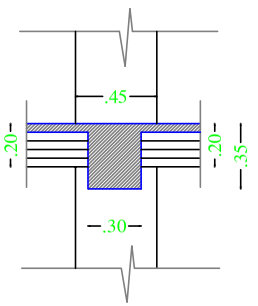
Promotion: 2019-2020



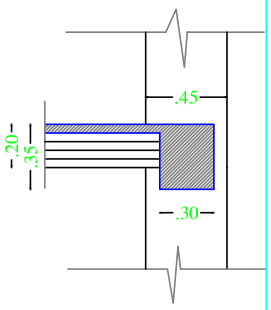
Coupe A-A



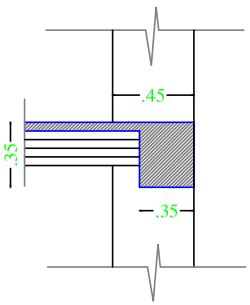
Coupe B-B



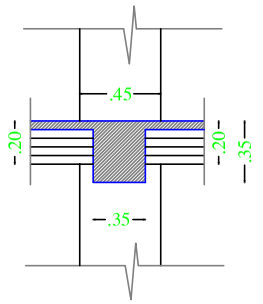
Coupe C-C



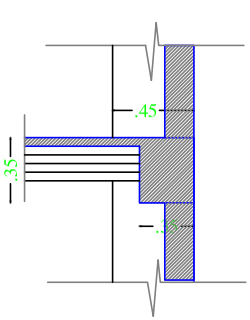
Coupe 1-1



Coupe 2-2



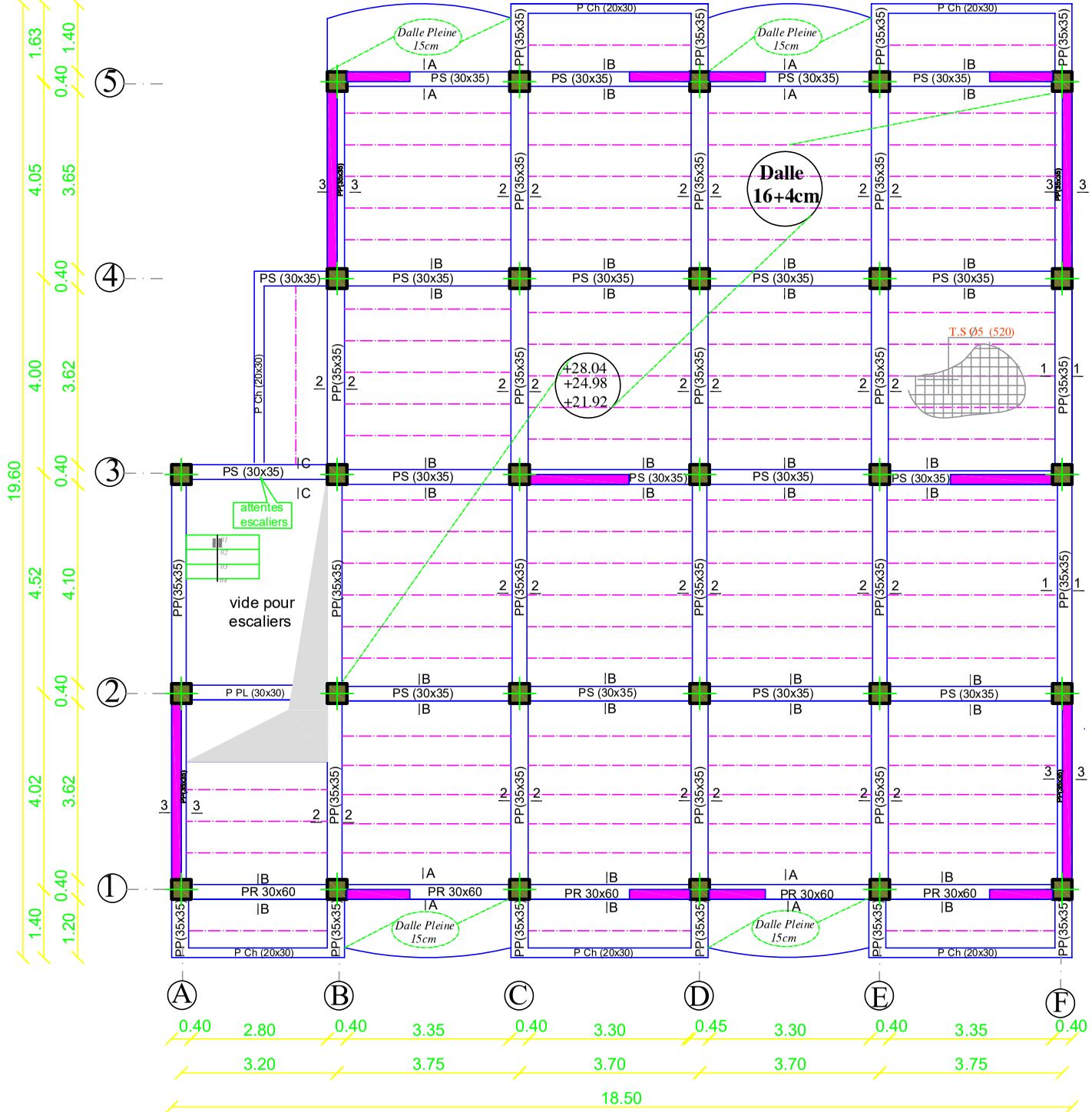
Coupe 3-3

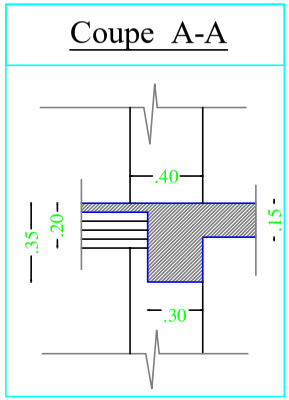


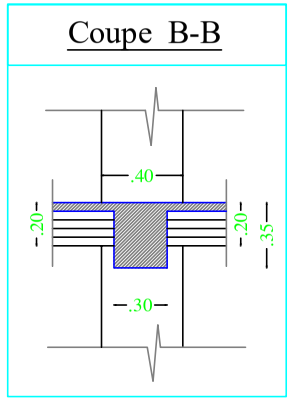
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

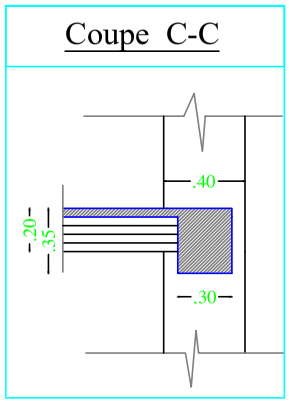
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

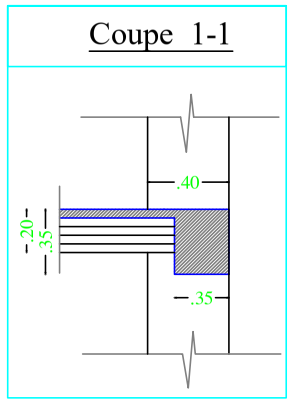
Etudié par : -M^{r} BOUAZIZ Ali Ramdane -M^{elle} BESTANI Kahina	*Titre :* PLAN DE COFFRAGE (1st ET 2eme ETAGE)	*Plan N°:* **06**
Dirigé par : -M^{me} SI AHMED.H		*Promotion:* 2019-2020

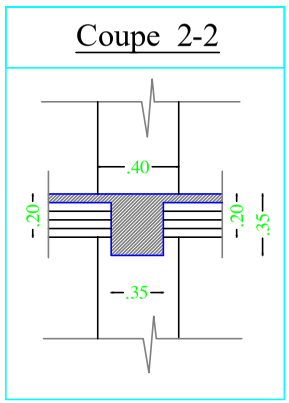


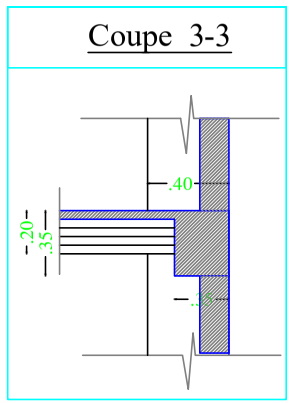












UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^r^ *BOUAZIZ Ali Ramdane*

-M^elle^ *BESTANI Kahina*

Dirigé par :

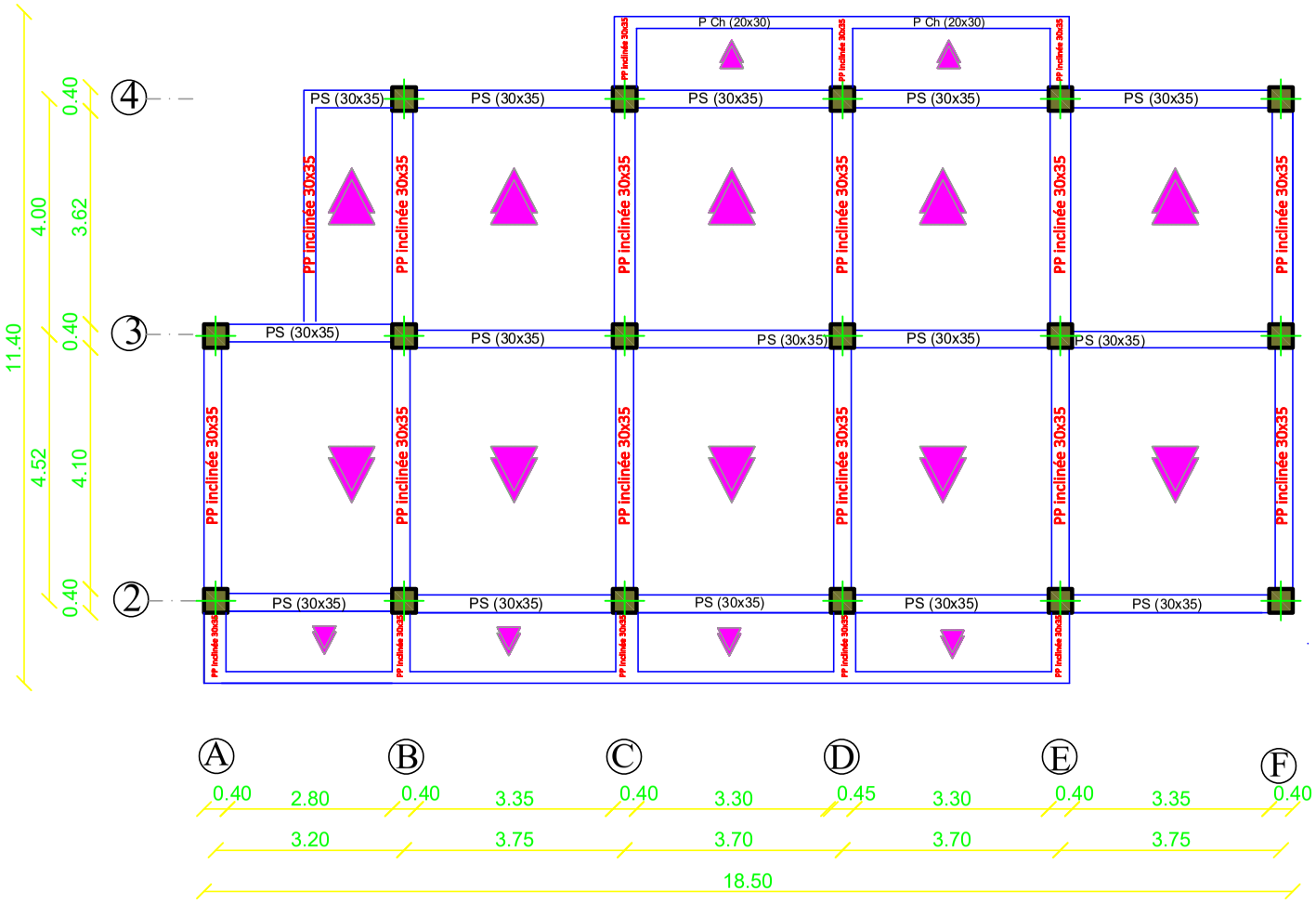
-M^me^ *SI AHMED.H*

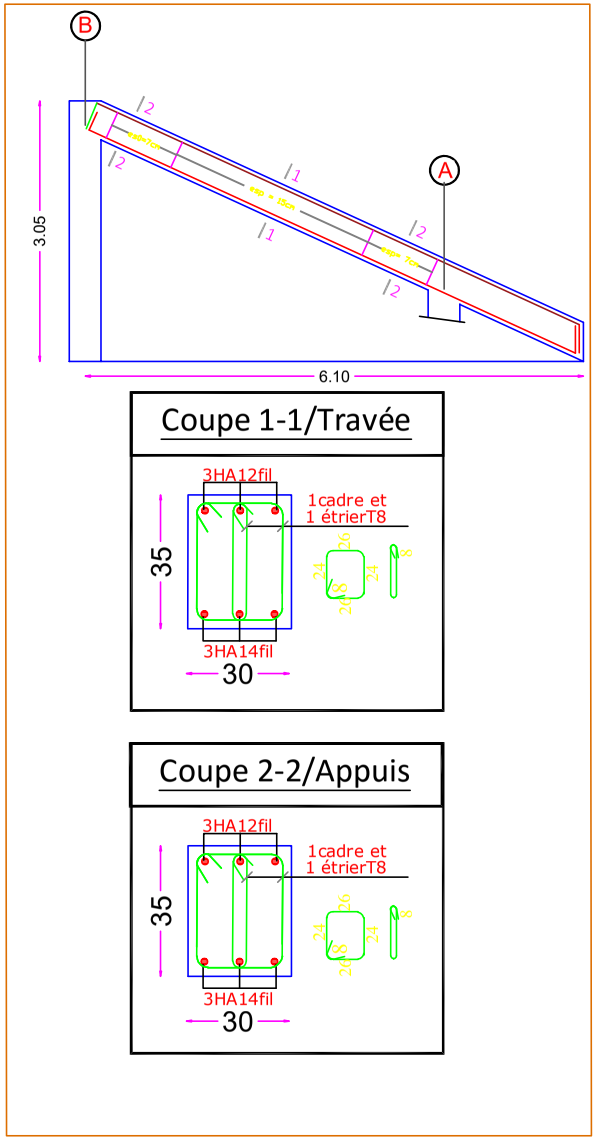
Titre :

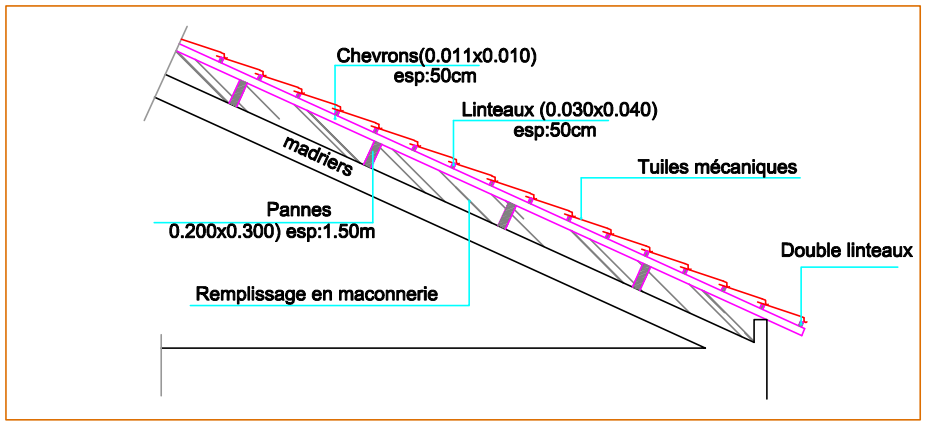
PLAN DE COFFRAGE (3^eme^ ;4^eme^ ET 5^eme^ ETAGE)

Plan N°: ***07***

Promotion: 2019-2020







DETAIL TOITURE

PLAN DE COFFRAGE CHARPENTE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par : -M^r BOUAZIZ Ali Ramdane -M^elle BESTANI Kahina	*Titre :* Coffrage et Ferraillage charpente	*Plan N°:* **08**
Dirigé par : -M^me SI AHMED.H		*Promotion:* 2019-2020