

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil
Option : Constructions civiles et industrielles

Thème

Étude d'une structure R+4 étages+2 entres sols à usage d'habitation et commercial
contreventée par voiles et portiques, avec le logiciel ETABS.



Dirigé par:

Mme : LARABI. S

Étudié par:

Melle : SAHARI Syla

Melle : MENAD Jedjiga

ANNÉE UNIVERSITAIRE 2021-2022



Remerciements



Nous voulons adresser toute notre gratitude à notre promotrice, Madame LARABI.S, pour sa patience, sa disponibilité aussi bien en présentiel qu'à distance et surtout ses judicieux conseils et orientations et à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire .

Nous tenons aussi à exprimer notre reconnaissance aux membres du jury, qui nous ferons l'honneur et le privilège d'évaluer ce modeste travail.

Nos remerciements vont ensuite, à toute la communauté universitaire de l'UMMTO particulièrement le personnel du département de génie civil dont toute son équipe pédagogique pour leur contribution et accompagnement tout au long de notre cursus universitaire notamment Messieurs MANSOURI.A, BEN YAHI.K et MEGHLAT.M

Enfin, nous remercions tout particulièrement nos familles et nos amis pour leur soutien constant et leurs encouragements.



Dédicaces



C'est avec joie et fierté que je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents, que nulle dédicace ne puisse exprimer mon profond amour et respect pour leurs grands sacrifices, leur patience illimitée, leur encouragement et leur aide . Que dieu les protège.

Mes frères (Gaoua, Hanine, Ayoub) et ma chère sœur Ryma; pour leur soutien. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma haute gratitude,

Mes amis : Célia, Naima, Ouissam et Mouloud qui sans leurs encouragements ce travail n'aura jamais vu le jour.

Ma famille paternelle et maternelle.

Sans oublier ma binôme et mon amie « Syla » , ainsi sa famille pour leur soutien moral et leur patience au long de ce projet de fin d'étude.

MENAD Fedjiga



Dédicaces



C'est avec joie et de fierté que je dédie ce modeste travail à :

Mes grands parents Ramdane et Ghenima qui sont toujours dans mon cœur;
(paix à leurs âmes).

Ma mère Laila et mon père Belaid pour tous leurs sacrifices et leurs soutiens
durant toutes mes années d'études ; pour leur patience illimitée, que dieu les
protège.

Ma tante Malika et son mari .

Mes frères: Larbi, Yanis, Ramdane et Rayane .

Ma petite sœur Rania

Ma famille paternelle et maternelle (ma grand-mère, mes tantes, mes oncles.)

Mes amies: kahina, cylvia, Kouci, naima et ouissam et tous ceux qui me
connaissent.

Sans oublier ma binôme et ma copine Jedjiga, ainsi toute sa famille.

SAHARI Sylvia

Sommaire

- Liste des figures
- Liste des tableaux
- Introduction générale
- Plans d'architectures

CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage

I.1.Description de l'ouvrage.....	1
I.2.Règlements utilisés et normes de conception.....	1
I.3.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	2
I.4. Eléments constitutifs de l'ouvrage.....	2
I.5.Etude géotechnique du sol.....	5
I.6.Les états limites	6
I.7.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	6

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.Les plancher.....	15
II.2.Les poutres.....	18
II.3.Les voiles.....	22
II.4.Les poteaux.....	25

CHAPITRE III : Calcul des éléments non structuraux

III.1.L'acrotère.....	39
III.2.Plancher.....	48
III.3.Escalier.....	67
III.4.La poutre palière.....	82
III.5. La poutre de chaînage	89
III.6.La dalle salle machine.....	94
III.7. Porte à faux.....	105
III.8.Les balcons.....	112

CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

IV.1. Description du logiciel ETABS.....	119
IV.2. Les étapes de la modélisation.....	119

CHAPITRE V : Justification du système du contreventement

V.1. Détermination de la répartition des efforts horizontaux.....	136
V.2. Calcul de l'inertie des refends.....	136
V.3. Calcul des inerties fictives des portiques.....	138
V.4. Comparaison des inerties des voiles et des portiques.....	146

CHAPITRE VI : Vérification des conditions RPA

VI.1. Choix de la méthode de calcul.....	147
VI.2. Méthode dynamique modale spectrale.....	147
VI.3. Vérification du déplacement de la structure selon les modes.....	149
VI.4. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.....	149
VI.5. Vérification de la période.....	150
VI.6. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	150
VI.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	153
VI.8. Vérification de l'excentricité.....	154
VI.9. Vérification du déplacement.....	155
VI.10. Vérification de l'effet P- Δ	157

CHAPITRE VII : Ferrailage des éléments structuraux

VII.1. Les poteaux.....	159
VII.2. Les poutres.....	168
VII.3. Les voiles de contreventement.....	179

CHAPITRE VIII : Etude du voile périphérique

VIII.1. Pré dimensionnement du voile périphérique.....	194
VIII.2 .Méthode de calcul.....	194
VIII.3. Méthode de calcul.....	196
VIII.4.Vérification à l'ELU.....	199

CHAPITRE XI : Etude d'infrastructure

IX.1. Choix du type des fondations.....	202
IX.2.Différents fonction des fondations.....	203
IX.3. Dimensionnement.....	203
IX.4. Etude du radier.....	209
IX.5 Ferrailage du radier.....	218
IX.6. Ferrailage des nervures.....	226

- Plans de coffrage
- Plans de ferrailage
- Conclusion
- Bibliographie

Liste des figures

CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU).....	09
Figure I.2 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELS).....	10
Figure I.3 : Diagramme de calcul contrainte-déformation acier(ELU).....	12
Figure I.4 : Diagramme de calcul contrainte-déformation acier (ELS).....	13

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher en corps creux.....	16
Figure. II.2 : Coupe d'un voile en élévation.....	22
Figure. II.3 : Coupes du voile en plan.....	23
Figure II.4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse.....	26
Figure II.5 : Coupe transversale d'un plancher étage courant.....	27
Figure II.6 : Coupe transversale d'un plancher en dalle pleine.....	28
Figure II.7 : Coupe transversale d'un mur extérieur.....	29
Figure II.8 : Coupe transversale d'un mur intérieur.....	30
Figure II.9 : Coupe transversale de l'acrotère.....	31
Figure II.10 : surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	33

CHAPITRE III : Calcul des éléments non structuraux

Figure III.1.1: Coupe verticale de l'acrotère.....	39
Figure III.1.2 : Diagrammes des efforts internes.....	40
Figure III.1.3. : Schéma de calcul.....	42
Figure III.1.4 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.....	42
Figure III.2.1 : coupe transversale dans un plancher en corps creux.....	48

Figure.III.2.2 : Construction de la section en Té.....	49
Figure. III.2.3: Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression.....	50
Figure. III.2.4: Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).....	52
Figure. III.2.5: Schéma statique.....	53
Figure III.2.6 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELU.....	56
Figure III.2.7 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.....	56
Figure III.2.8: Section de la poutre en T.....	57
Figure III.2.9.diagramme des moments fléchissant.....	62
Figure III.2.10 diagramme des efforts tranchants.....	62
Figure.III.2.11 ; schéma de la section homogénéisée.....	65
Figure III.3.1: Schéma général d'une volée d'un escalier droit.....	67
Figure III.3.2 : schéma statique de l'escalier.....	69
Figure III.3.3 : Schéma de chargement à l'ELU.....	71
Figure III.3.4 : Schéma statique de calcul a l'ELS.....	77
Figure III.3.5 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.....	79
Figure III.4.1: Schéma statique de la poutre palière.....	83
Figure III.4.2. Diagramme des efforts internes à L'ELU.....	83
Figure III.4.3: Diagramme des efforts internes à L'ELS.....	87
Figure III.5.2. : Diagramme des efforts internes à L'ELU.....	90
Figure III.5.3 : Diagramme des efforts internes à L'Els.....	93
Figure III.6.1 : Schéma de salle machine.....	95
Figure III.6.2 : Les moments dans les deux sens à L'ELU.....	98
Figure III.6.2 : Les moments dans les deux sens à L'ELU.....	103
Figure III.7.1 : Schéma statique de la porte à faux.....	105
Figure.III.7.2.Section d'armatures.....	106
Figure III.8.1: Schéma statique du balcon.....	112

CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

Figure IV.1 : Choix de l'unité.....	119
Figure IV.2 : Introduction des caractéristiques géométriques de base.....	120
Figure IV.3 : Modification des distances des trames suivant X-X et Y-Y.....	121
Figure IV.4 : Modification des hauteurs et des noms des niveaux.....	121
Figure IV.5 : Géométrie de base de la structure.....	122
Figure IV.6 : Définition du matériau béton.....	122
Figure IV.7 : Définition du matériau OTHER (corps creux).....	123
Figure IV.8 : Définition des poteaux.....	124
Figure IV.9 : Définition des poutres.....	125
Figure IV.10 : Définition des planchers.....	126
Figure IV.11 : Définition des voiles.....	126
Figure IV.12 : Vu 2D de la structure.....	128
Figure IV.13 : Vu 3D de la structure.....	128
Figure IV.14 : Définition des cas de charges statiques.....	129
Figure IV.15 : Réponse du spectre.....	130
Figure IV.16 : Définition de la Réponse du spectre dans ETABS.....	131
Figure IV.17 : Définition de la charge sismique.....	132
Figure IV.18 : Définition de la masse source.....	132
Figure IV.19 : Introduction des combinaisons de charges.....	133
Figure IV.20 : Maillage des voiles.....	134
Figure IV.21 : Diaphragme.....	135
Figure IV.22 : Définition des appuis.....	135

CHAPITRE V : Justification du système du contreventement

Figure V.1 : Refend longitudina.....	136
Figure V.2 : Refend Transversal.....	136
Figure V.3 : Trapèze de calcul.....	143
Figure V.4 : Diagramme des moments des airs.....	143
Figure V.5 : Pourcentage des inerties (sens X-X).....	146
Figure V.6 : Pourcentage des inerties (sens Y-Y).....	146

CHAPITRE VI : Vérification des conditions RPA

Figure VI.2 : Efforts tranchants à la base.....	151
Figure VI.3 : Poids total de la structure.....	152
Figure VI.4 : tableau centre de masse et centre de rigidité.....	154
Figure VI.5 : Déplacement maximal suivant X et Y.....	157

CHAPITRE VII : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VII.1 : Flèche des poutres principales.....	178
Figure VII.2 : Flèche des poutres secondaires.....	178

CHAPITRE VIII : Etude du voile périphérique

Figure VIII.1 : schéma statique du voile périphérique.....	194
Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes à L'ELU et L'ELS.....	195

CHAPITRE IX : Etude d'infrastructure

Figure IX.1 : Dimensionnement d'une fondation.....	204
Figure IX.2 : Semelle continue sous poteaux.....	207
Figure IX.3 : Périmètre utile des poteaux.....	214
Figure IX.4. Périmètre utile des voiles.....	215
Figure IX.5 : Dimensions du panneau de dalle.....	220
Figure IX.6. Moments isostatiques et moments après prise.....	221
Figure IX.7. Schéma statique de calcul dans le sens longitudinal.....	226
Figure IX.8. Schéma statique de calcul dans le sens transversal.....	227
Figure IX.9. Présentation des chargements simplifiés.....	227
Figure IX.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	231
Figure IX.11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	232
Figure IX. 12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	233
Figure IX.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	234
Figure IX.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	235
Figure IX.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	235
Figure IX.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	236
Figure IX.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	237

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristique des aciers utilisés.....	11
Tableau I.2 : Contraintes de déformation acier ELU.....	12
Tableau I.3 : Contraintes de déformation acier ELS.....	13

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Vérification des poutres suivant les conditions exigées par le RPA.....	21
Tableau II.2 : Charges permanente d'un plancher terrasse.....	26
Tableau II.3 : Charges permanente d'un plancher étage courant.....	27
Tableau II.4 : Charges permanente d'un plancher dalle pleine.....	28
Tableau II.5 : Charges permanente dalle pleine terrasse inaccessible.....	28
Tableau II.6 : Charges permanente d'un mur extérieur.....	29
Tableau II.7 : Charges permanente d'un mur intérieur.....	30
Tableau II.8 : Charges d'exploitation.....	32
Tableau II.9 : Récapitulatif de la descente de charges.....	35
Tableau II.10 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA.....	36
Tableau II.11 : Vérification des sections des poteaux au flambement.....	37

CHAPITRE III : Calcul des éléments non structuraux

Tableau III.2.1 : Les moments et les efforts tranchant en appuis et en travée.....	56
Tableau III.2.2 : moments et efforts tranchants en travée et en appuis à L'ELS.....	62
Tableau III.3.1. Charges permanentes du volée.....	69
Tableau III.3.2. Charges permanentes du palier.....	70
Tableau III.8.1. Les charges permanentes du garde-corps.....	112

CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

Tableau IV.1 : Critères de qualité.....	130
Tableau IV.2 : Récapitulatif des charges.....	132

CHAPITRE V : Justification du système du contreventement

Tableau V.1 : Inertie des voiles (sens X-X).....	137
Tableau V.2 : Inertie des voiles (sens Y-Y).....	137
Tableau V.3 : Rigidité des poutres secondaires (sens X-X).....	139
Tableau V.4 : Rigidité des poutres principales (sens Y-Y).....	140
Tableau V.5 : Rigidité des poteaux (sens Y-Y).....	141
Tableau V.6 : Rigidité des poteaux (sens X-X).....	142
Tableau V.7 : Flèche des moments des airs.....	144
Tableau V.8 : Inertie des portiques longitudinaux.....	145
Tableau V.9 : Inertie des portiques transversaux.....	145
Tableau V.10 : Inertie dans le sens X-X.....	146
Tableau V.11 : Inertie dans le sens Y-Y.....	146

CHAPITRE VI : Vérification des conditions RPA

Tableau VI.1 : Vérification de l'excentricité.....	155
Tableau VI.2 : Vérification des déplacements relatifs suivant le sens longitudinal.....	156
Tableau VI.3 : Vérification des déplacements relatifs suivant le sens transversal.....	156
Tableau VI.4 : Vérification de l'effet (P- Δ).....	158

CHAPITRE VII : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VII.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.....	159
Tableau VII.2 : Détermination de la section d'armatures minimale et maximale des poteaux....	160
Tableau VII.3 : Section d'armatures longitudinales des poteaux.....	163

Tableau VII.4 : Section d'armatures transversales des poteaux.....	165
Tableau VII.5 : Vérification des contraintes tangentielles des poteaux.....	166
Tableau VII.6 : Vérification de la condition de non fragilité des poteaux.....	166
Tableau VII.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux	167
Tableau VII.8 : Détermination de la section d'armatures minimal et maximale.....	168
Tableau VII.9 : Section d'armatures longitudinales des poutres principales.....	171
Tableau VII.10 : Section d'armatures longitudinales des poutres secondaires.....	172
Tableau VII.11 : Section d'armatures transversales des poutres.....	172
Tableau VII.12 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres principales.....	177
Tableau VII.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres secondaires.....	177
Tableau VII.1 : Sollicitations du voile VT1 (zone I).....	185
Tableau VII.2 : Ferrailage du voile VT1 (zone I).....	187
Tableau VII.3 : Caractéristiques géométriques du voile.....	189
Tableau VII.4 : Caractéristiques géométriques du voile T2.....	189
Tableau VII.5 : Caractéristiques géométriques du voile L1 et L2.....	189

CHAPITRE VIII : Etude du voile périphérique

Tableau VIII.1 : Ferrailage du voile.....	198
Tableau VIII.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	200

CHAPITRE IX : Etude d'infrastructure

Tableau IX.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	205
Tableau IX.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinales).....	206
Tableau IX.3 : Résultante des charges sous poteaux.....	207
Tableau IX.4 : Résultats des ferrailages.....	222
Tableau IX.5 : vérification de la condition de non fragilité.....	223

Tableau IX.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	224
Tableau IX.7 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal.....	229
Tableau IX.8 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal.....	230
Tableau IX.9 : Les efforts internes dans les nervures.....	237
Tableau IX.10 : Le ferrailage adopté pour la nervure.....	238
Tableau IX.11: Vérification des contraintes à l'ELS.....	242

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à des grandes activités et risques sismiques. Le dernier séisme du 21 mai 2003, qui a touché la région centre du pays (Boumerdès, Alger et Tizi – Ouzou) on est un exemple très probant.

D'énormes pertes humaines et matérielles ont été déplorées ; d'où vient l'impérieuse nécessité de s'équiper de nouvelles mesures parasismiques actualisées (règlement parasismique algérien version 2003) pour faire face au danger que représente la haute sismicité du sol algérien sur le tissu urbain.

Notre projet de fin d'études consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (RDC + 4 étages +2 entres-sol) à usage d'habitation, commercial, à ossature mixte « portique (poteaux-poutres) et voiles en béton armé ».

En plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS. C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude qui est composée de quatre parties :

La première partie : c'est la description générale du projet avec une présentation architectural des éléments, ensuite le pré-dimensionnement des éléments et enfin la descente des charges.

La deuxième partie : a été consacrée aux éléments secondaires (l'acrotère, plancher, l'escalier, poutre palière, poutre de chaînage, dalle salle machine, porte à faux, et balcon.

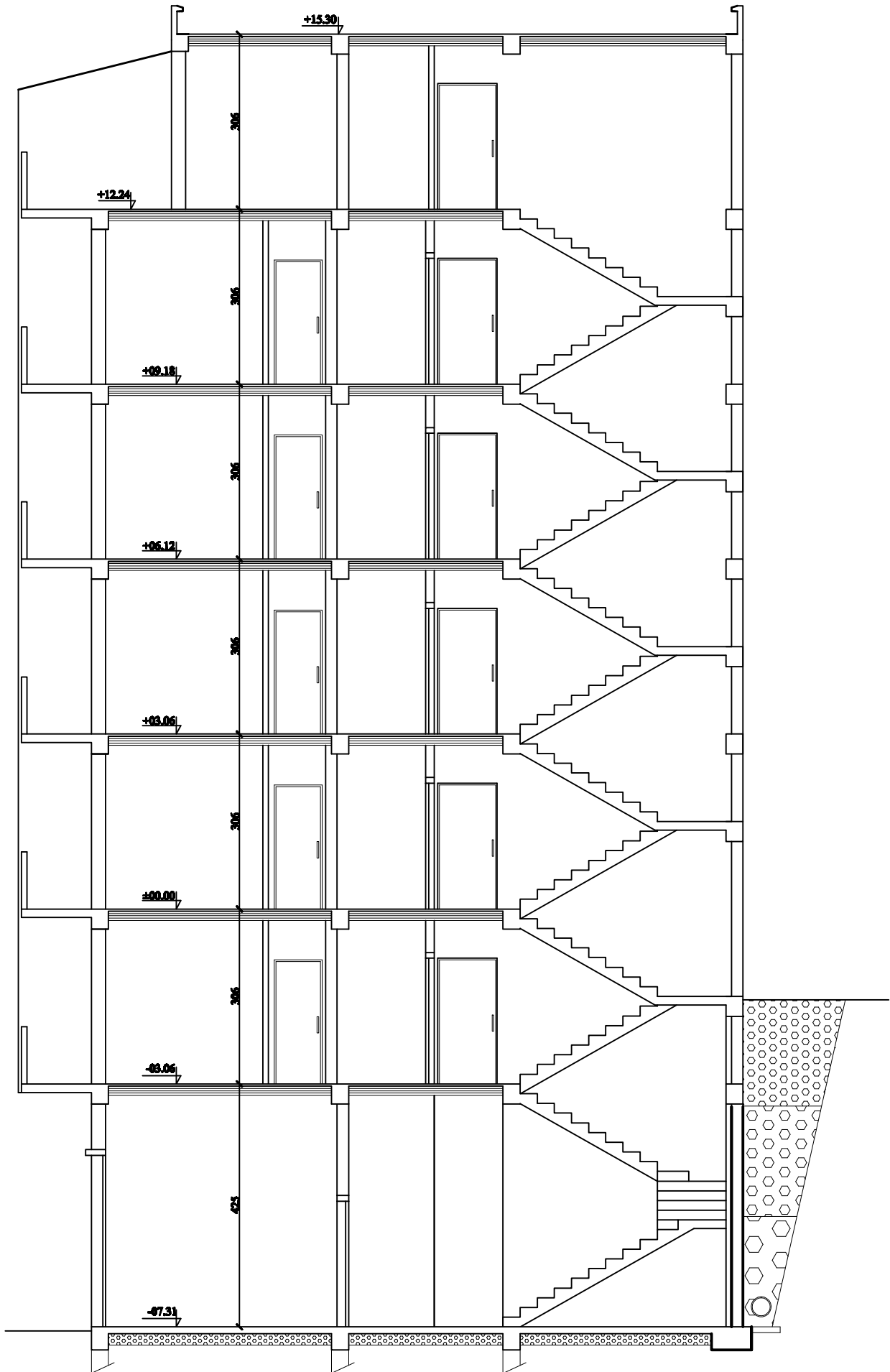
La troisième partie : L'étude dynamique de la structure à l'aide du logiciel **ETABS V9.6** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitations et sismiques). Puis on procédera à des vérifications du Règlement Parasismique Algérien.

La dernière partie : comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondation). Ceci, en tenant compte des recommandations du **BAEL91 révisée 99** et des règlements parasismiques algériens **RPA 99/2003**.

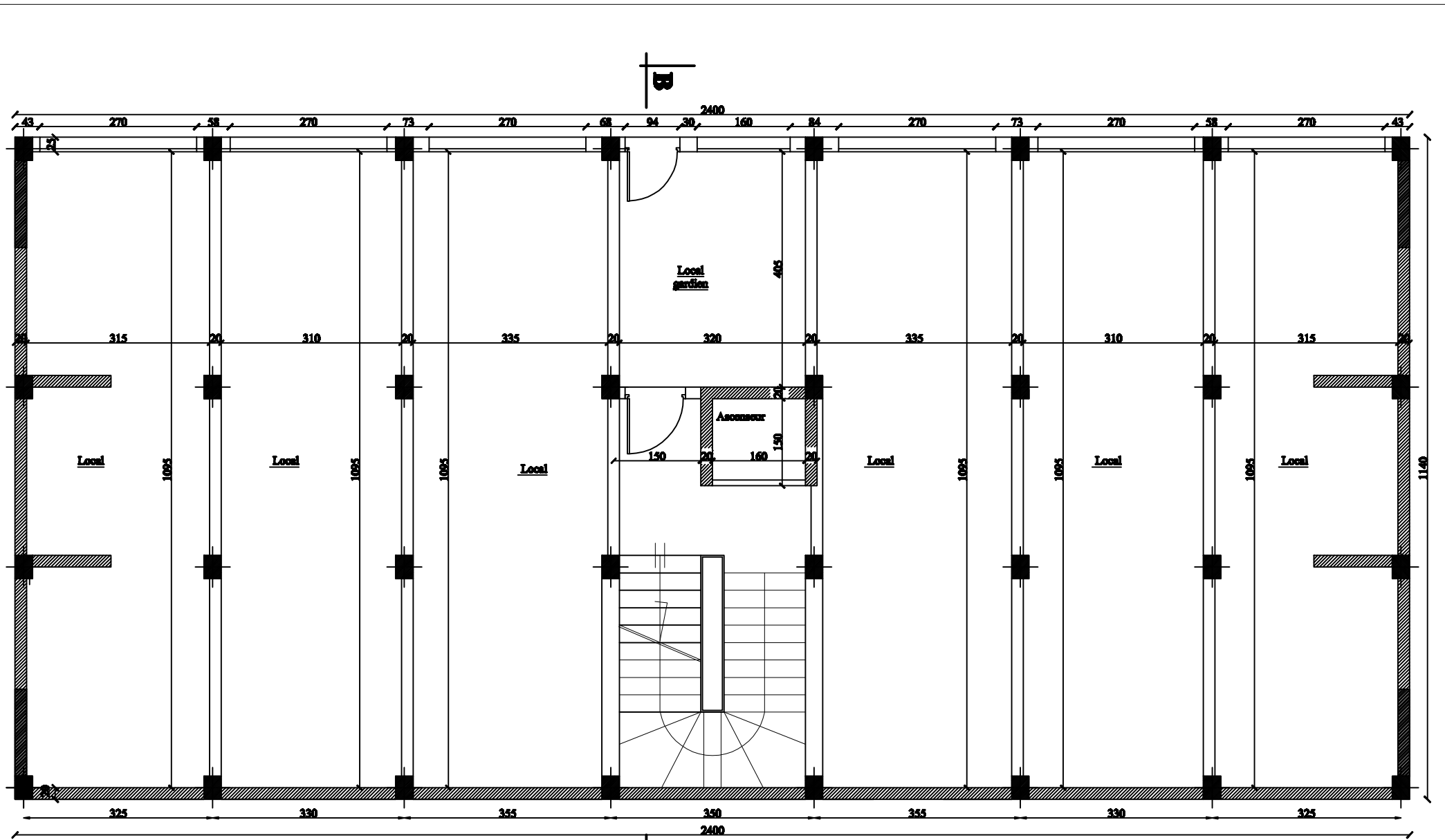
Les plans d'architecture



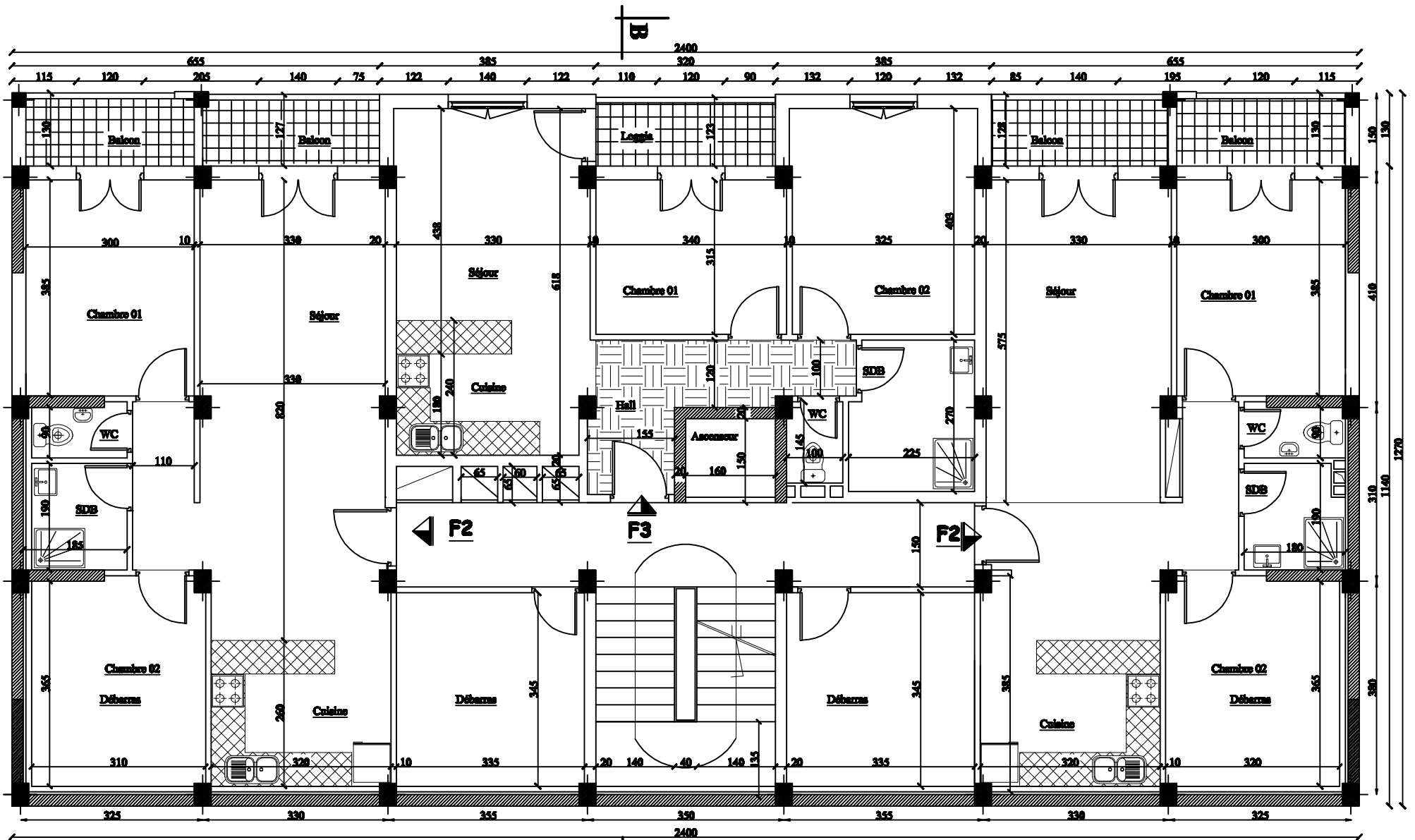
**Façade principale
Bloc B**



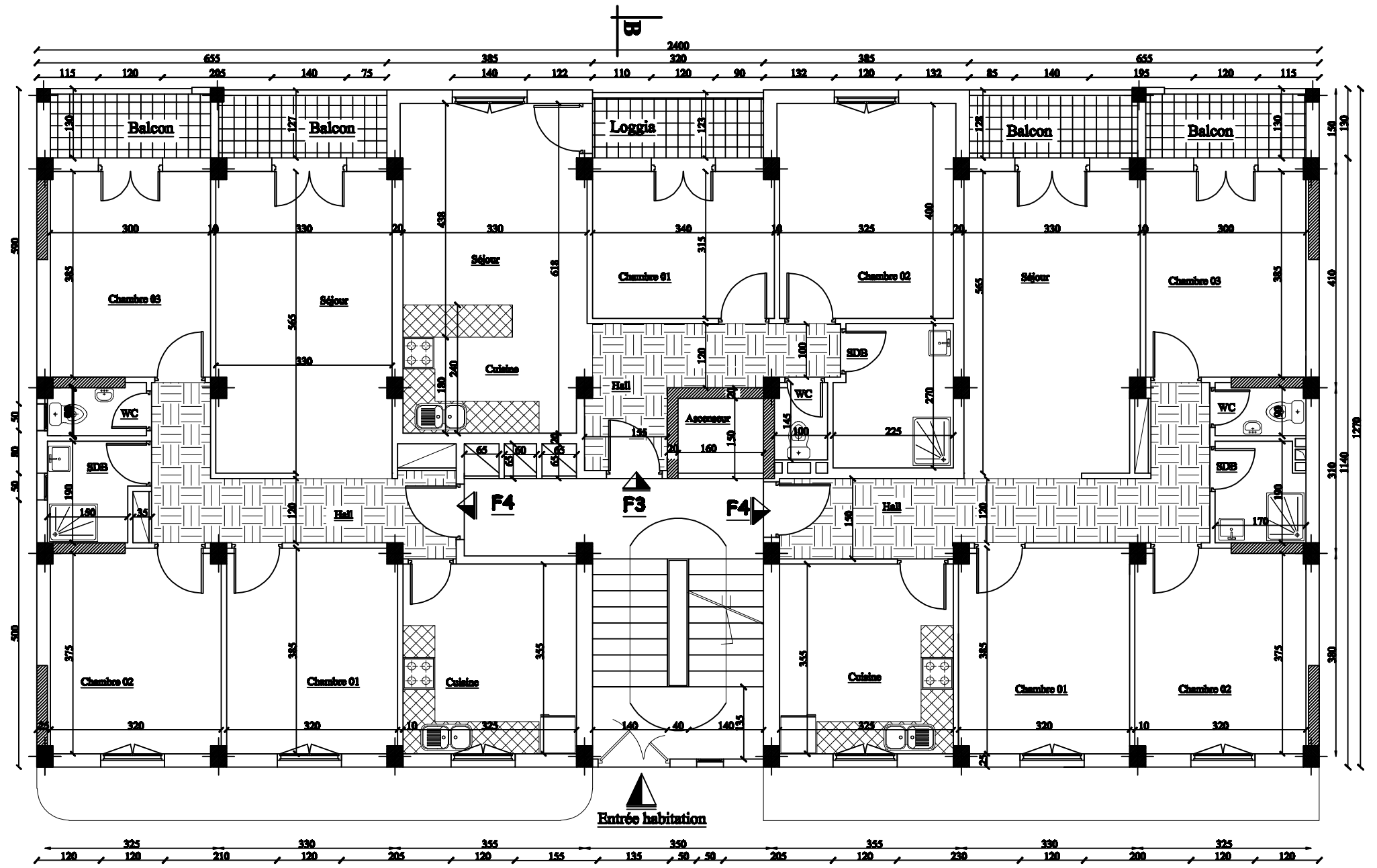
Coupe B-B
Bloc B



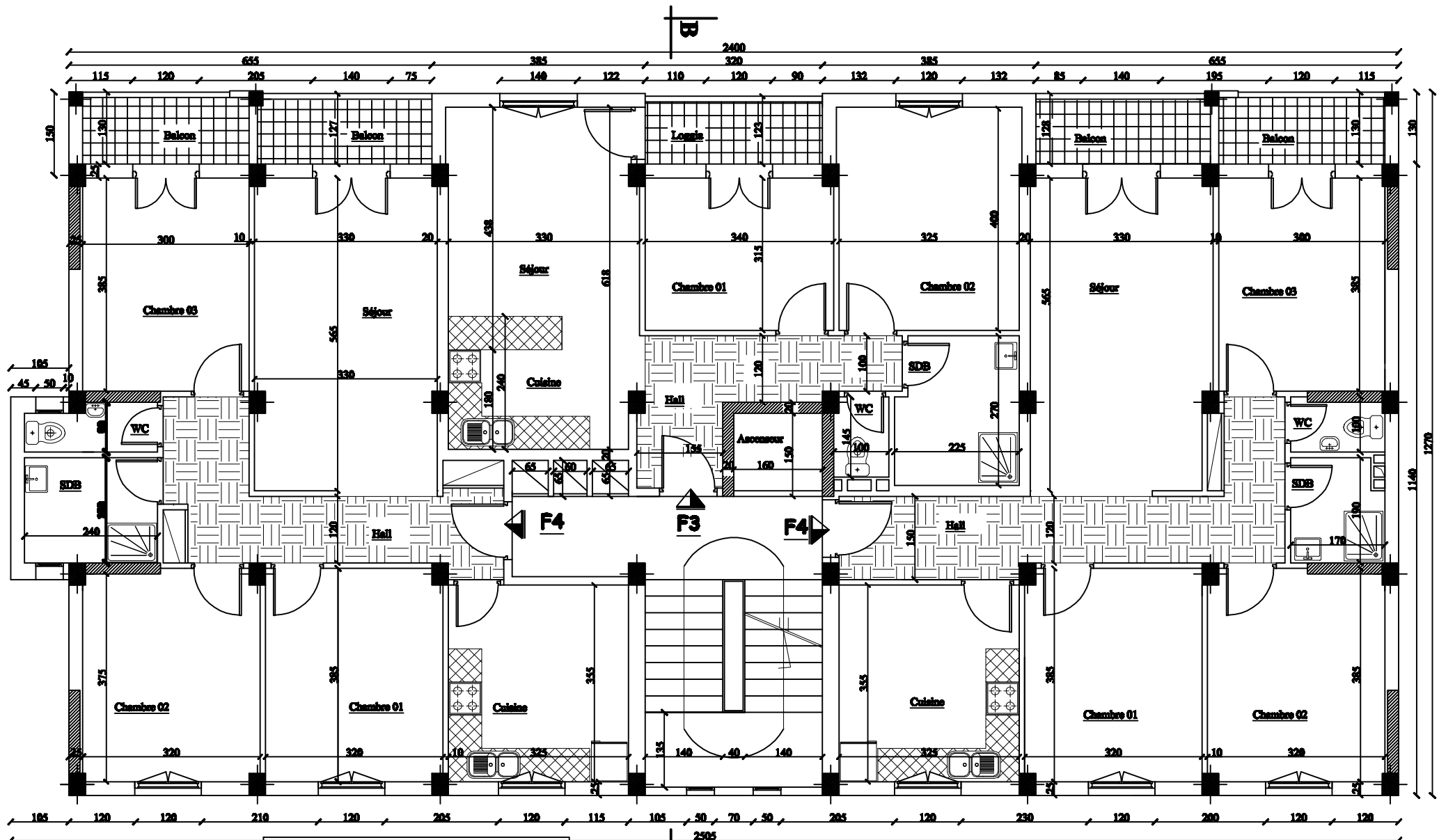
Plan de l'entre-sol 02
Bloc B



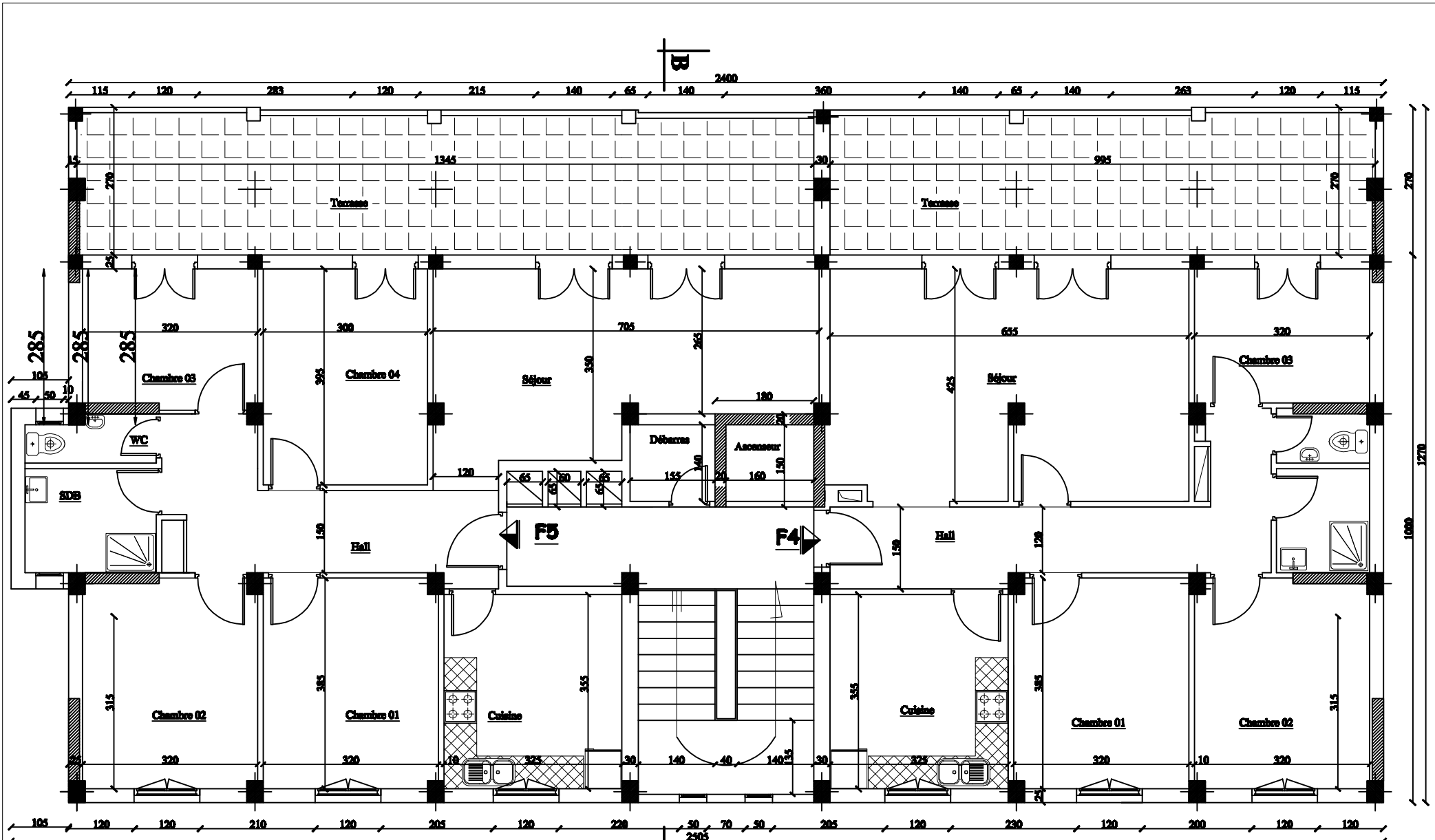
Plan de l'entre-sol 01
Bloc B



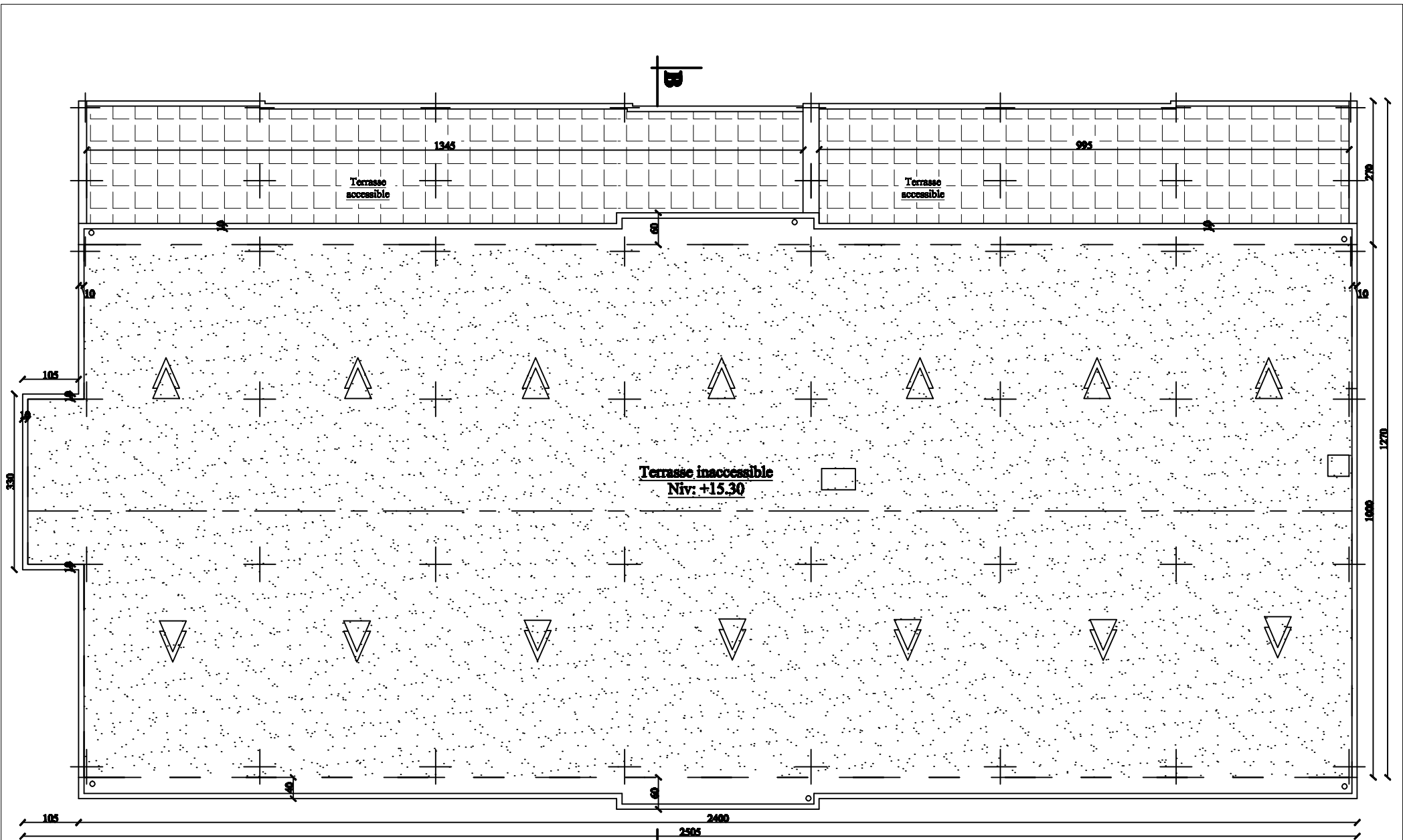
Plan du RDC
Bloc B



Plan de l'étage 1, 2, 3
Bloc B



Plan de l'étage 4
Bloc B



Plan de toiture
Bloc B



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Introduction :

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment RDC + 4 étages +2 entres-sol, à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage sera implanté à TALA-THOULMOUTS dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée selon le RPA99 / Version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La structure est composée :

- D'un entre sol à usage commercial ;
- D'un entre sol à usage d'habitation ;
- D'un RDC à usage d'habitation ;
- De 4 étages à usage d'habitation ;
- D'une cage d'escalier ;
- D'une cage d'ascenseur.

I.2. Règlements utilisés et normes de conception :

Nos calculs respecteront les règlements suivants :

- Réglementation parasismique algérienne RPA99/version 2003 ;
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « BAEL91/ modifiées 99 » ;
- Documents techniques règlementaires « D.T.R-B.C.2.2 » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Documents techniques règlementaires « D.T.R-B.C.2.3 » : calcul des fondations superficielles.

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet comme suit :

- En plan :

Longueur totale.....24.00 m

Largeur totale11.40 m

- En élévation :

Hauteur totale22.61 m

Hauteur du l'entre sol 01.....04.25 m

Hauteur du l'entre sol 02.....03.06 m

Hauteur du RDC.....03.06 m

Hauteur de l'étage courant.....03.06 m

Hauteur de l'acrotère.....00.50 m

I.4. Eléments constitutifs de l'ouvrage :

I.4.1. Ossature :

Le bâtiment est en ossature mixte, composé de portique et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

a) Portiques : constitués de poutres et de poteaux, destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales et horizontales.

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

Dans cet ouvrage on a deux types de voiles :

- **Voiles périphériques** : Disposés à la périphérie des deux entres – sols, destinés à reprendre les efforts de poussées et de butées des terres sur les entres sols
- **Voiles de contreventements** : Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

I.4.2. Planchers en corps creux :

Ce sont des éléments de structure horizontaux qui limitent les étages ; ils sont constitués d'un remplissage en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

Leurs fonctions principales sont :

- Fonction de résistance mécanique : supporter leurs poids propres et les charges d'exploitations des différents étages et les transmettre aux différents éléments porteurs de la structure.
- Fonction d'isolation : assurer l'isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux de la structure.

I.4.3. Dalles pleines :

Dans notre projet, les dalles pleines en béton armé sont prévues dans les balcons, les loggias, les portes à faux, dans les paliers de repos des escaliers et dans le plancher porteur de la salle machine.

I.4.4. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) qui permet l'accès aux différents niveaux. Dans notre projet on a deux types d'escalier ; un escalier balancé au niveau de l'entre sol 2 et d'un escalier composé d'un palier et deux volées dans les autres niveaux. Elles seront réalisées en béton armé coulé surplace.

I.4.5. La cage d'ascenseur :

En plus des escaliers, le bâtiment comportera une cage d'ascenseur qui assure l'accès à tous les étages elle sera réalisée en béton armée coulée surplace.

I.4.6. Maçonnerie :

Dans notre cas deux types de murs se présentent :

- Murs extérieurs : réalisés en double cloisons de brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm.

- Murs de séparation intérieurs : réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.4.7. Les revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Mortier ciment pour les murs de façades et la cage d'escalier.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les cuisines, les salles d'eaux.

I.4.8. Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur des chocs thermiques et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polystyrène, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I.4.9. Acrotère :

La toiture sera entourée d'un acrotère de 0.50 m de hauteur qui permettra un bon façonnage de l'étanchéité. Il sera réalisé en béton armé coulé sur place.

I.4.10. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et pour les voiles.

I.4.11. Fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix du type des fondations dépend de :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définitions des caractéristiques.
- Le site : urbain, montagne, bord de mer.
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau.
- Les couts des fondations : facteur important mais non décisif.

Les différents types de fondations :

- Fondations superficielles : lorsque les couches de terrain capable de reprendre l'ouvrage sont à faibles profondeurs : semelles isolées sous poteau, semelles filantes (sous murs et poteaux), radiers.
- Fondations profondes : lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

I.5. Etude géotechnique du sol :

Selon le rapport du sol, l'ouvrage sera fonder sur un site meuble « S3 » d'une contrainte admissible égale à 2 bars, à 2.00 m de profondeur.

I.6. Les états limites :**a) États limites ultime (ELU) :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, il est associé à l'un des états suivants :

- État limite ultime d'équilibre statique.
- État limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux.
- État limite de stabilité de forme.

b) États limite de service (ELS) :

Il correspond à un état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des contraintes ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton.
- État limite déformation.
- État limite d'ouverture des fissures.

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les principaux matériaux utilisés dans la réalisation de ce projet sont : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003), ainsi qu'aux règles du béton armé (B.A.E.L.91/modifié.99).

I.7.1. Le béton :

Le béton est un matériau de construction obtenu par un mélange de granulats (sables, gravillons, graviers...), liant (ciments artificiels) dosé à 350Kg/m^3 , eau de gâchage.

Il est caractérisé par des résistances à la compression assez élevées par rapport à sa résistance à la traction qui est faible (10% de sa résistance en compression).

A titre indicatif, 1 m^3 de béton armé est composé comme suit :

- Sable.....380 à 450 l (dg< 5mm)
- Gravillon.....750 à 850 l (dg<25mm)
- Ciment.....350 kg
- Eau.....150 à 200 l

Le béton obtenu aura une masse volumique de 2500kg/m^3 .

I.7.1.1. La résistance à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} qui est mesurée sur des éprouvettes normalisés de forme cylindrique, de diamètre $\varnothing=16\text{ cm}$ et de hauteur $h=32\text{ cm}$.

La résistance à la compression à « j » jours est donnée par :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}; \text{pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}; \text{pour : } f_{c28} \geq 40\text{MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } j < 28 \text{ jours.}$$

- Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

I.7.1.2. La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} est donnée en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{c28} \leq 60\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj}$$

➤ Dans notre cas : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$.

I.7.1.3. Module de déformation longitudinale : (Art. A.2.1.21 / BAEL. 91)

- Le module de déformation instantanée est définie par : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$

Dans notre cas $E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ Mpa}$

- Le module de déformation différée est définie par : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$

Dans notre cas $E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$

I.7.1.4. Module de déformation transversale :

Il est donné avec la relation : $G = \frac{E}{2(1+\vartheta)}$

Avec :

E : est le module de Young.

ϑ : le coefficient de Poisson, défini par l'article (A.2.1.3 du BAEL 91)

- à l'ELS (béton non fissuré) ; $\vartheta = 0.2$
- à l'Elu (béton fissuré) ; $\vartheta = 0$

I.7.1.5. Les contraintes limites :**a) Etat limite ultime ELU :**

La contrainte limite du béton à la compression qui correspond à cet état est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{Art. A.4.3, 41 / BAEL 91})$$

Avec :

γ_b : Coefficient partiel de sécurité.

- En situation courante : $\gamma_b = 1.5$
- En situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$

Et

θ : dépend de la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$ pour $t > 24$ h
- $\theta = 0.9$ pour $1 \leq t \leq 24$ h
- $\theta = 0.85$ pour $t < 1$ h

Cas courant : $\theta = 1$ et $\gamma_b = 1.5$; $f_{bc} = 14.2$ MPa.

Cas accidentelle : $\theta = 0.85$ et $\gamma_b = 1.15$; $f_{bc} = 21.74$ MPa.

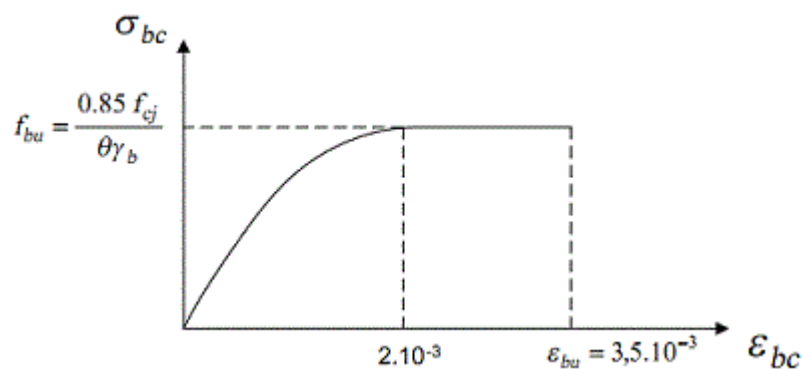


Figure I.1 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU).

b) Etat limite de service ELS :

La contrainte admissible de compression du béton est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} ; (\text{BAEL91 modifié 99.Art. A.4.5.2})$$

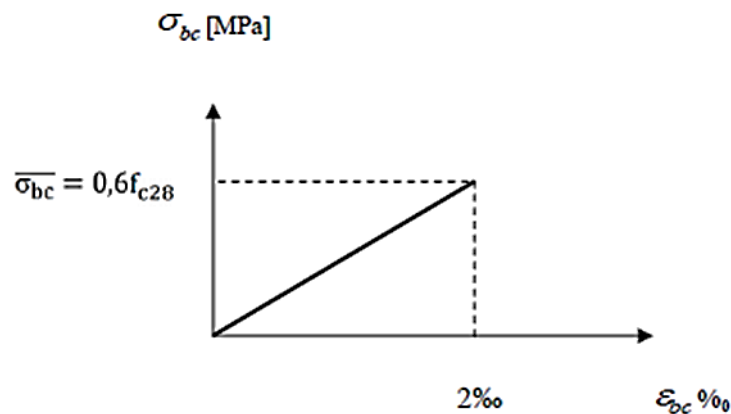


Figure I.2 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELS).

c) Contrainte limite de cisaillement :

C'est la contrainte tangente conventionnelle (pour la justification des poutres en béton armé soumise à l'effort tranchant), elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec :

V_u : effort tranchant dans la section étudiée (ELU).

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile ($0.9h$)

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.50 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.7.2. L'acier :

L'acier est un alliage métallique constitué de fer et de carbone. Il a le rôle de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton (efforts de traction).

Il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et aussi à la compression ; il porte le nom d'armature lorsqu'il est enrobé dans le béton.

I.7.2.1. Caractéristiques des aciers utilisés :

Dans le présent ouvrage, nous auront à utiliser les deux types d'armatures :

- Aciers à haute adhérence [feE400].....fe = 400 MPa
- Treillis soudés [TLE 520]..... fe = 520 MPa

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

Notation	Limite d'élasticité	Coefficient de fissuration η	Coefficient de cisaillement Ψ
Treillis soudés [TLE 520]	520	1.3	1
Haute adhérence [feE400]	400	1.6	1.5

Tableau I.1 : Caractéristique des aciers utilisés.

I.7.2.2. Module de déformation longitudinale « Es » :

À l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

Es = 200 000MPa ; (BAEL91 modifié 99.Art-2.2.1).

I.7.2.3. Contrainte limite d'élasticité de l'acier :

a) Contrainte limite ultime ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL91 modifié 99. Art.4.3, 2})$$

γ_s : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à : $\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ Situation courante.

$\gamma_s = 1.00 \rightarrow$ Situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation durable	Situation accidentelle
feE400	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$

Tableau I.2 : Contraintes de déformation acier ELU.

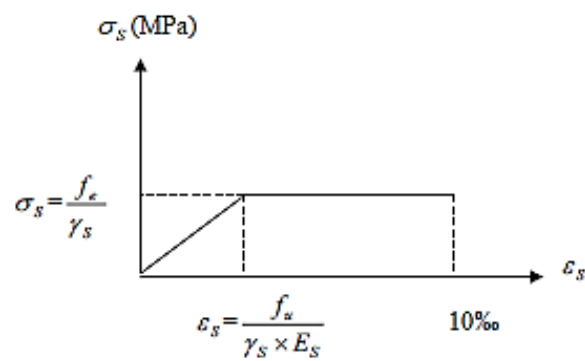


Figure I.3 : Diagramme de calcul contrainte-déformation acier (ELU).

b) Contrainte limite de service :

A l'ELS on suppose que l'acier reste dans son domaine élastique, en raison des risques de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures et cela en limitant les contraintes dans les armatures tendues soumises à l'action des sollicitations de service. D'après les règles de BAEL, on distingue trois cas de fissurations :

- Fissuration peu nuisible : (BAEL91 Art 4.5, 32)

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable : (BAEL91 Art 4.5, 33)

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \text{ MPa}$$

- Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 Art 4.5, 34)

$$\sigma_{st} = \min (0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ MPa}$$

Nuance de l'acier	Fissuration préjudiciable	Fissuration très préjudiciable
feE400	$\sigma_{st} = 201.6 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 165 \text{ MPa}$

Tableau I.3 : Contraintes de déformation acier ELS.

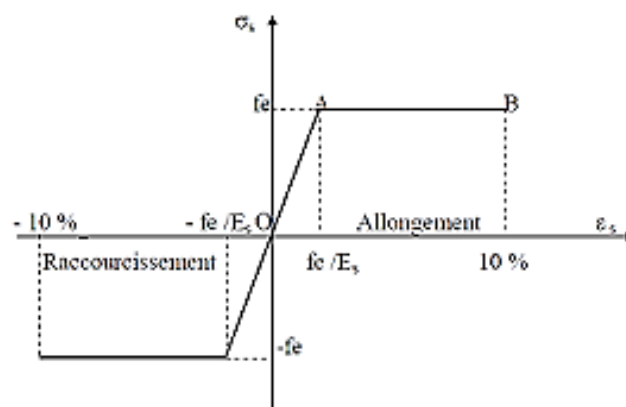


Figure I.4 : Diagramme de calcul contrainte-déformation acier (ELS).

I.7.2.4. Protection des armatures :

Afin d'éviter la corrosion des armatures, il est nécessaire de les enrober de béton avec une épaisseur « c » qui est d'une valeur : $c \in [1 \text{ cm} ; 5 \text{ cm}]$, selon l'environnement où l'ouvrage sera implanté.

On adapte les valeurs suivantes : (**Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99**).

- **$c \geq 5 \text{ cm}$** : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique),
- **$c \geq 3 \text{ cm}$** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations,
- **$c \geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Conclusion :

Dans cette partie, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure, dans les chapitres qui suivent on effectuera les calculs et les vérifications.



Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Introduction :

Avant d'entamer le calcul des différents éléments de la structure, il faut passer par leur dimensionnement afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage pendant et après la réalisation. Pour cela on prend comme référence le « RPA 99/Version 2003 », le «BAEL 91/modifié 99» ainsi que le «DTR-B. C.2.2».

II.1. Pré-dimensionnement des éléments :**II.1. Les planchers :****II.1.1. Plancher en corps creux :**

Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferrailé par un treillis soudé.

Son rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir ses taches, le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propres et les surcharges d'exploitations. Pour cela sa hauteur est donnée par les formules suivantes :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99})$$

Tel que :

L_{\max} : portée libre maximale de la poutre dans le sens des poutrelles.

ht : épaisseur de la dalle.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25×25) cm² exigée par le RPA, qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : $L_{max} = 355 - 25 = 330 \text{ cm}$.

Ce qui nous donne :

$$ht = \frac{330}{22.5} = \mathbf{14.66 \text{ cm}}$$

On optera pour un plancher une épaisseur de $(16 + 4) \text{ [cm]}$ c'est-à-dire **ht = 20 cm**

- Epaisseur du corps creux : 16 cm
- Epaisseur de la dalle de compression : 4 cm

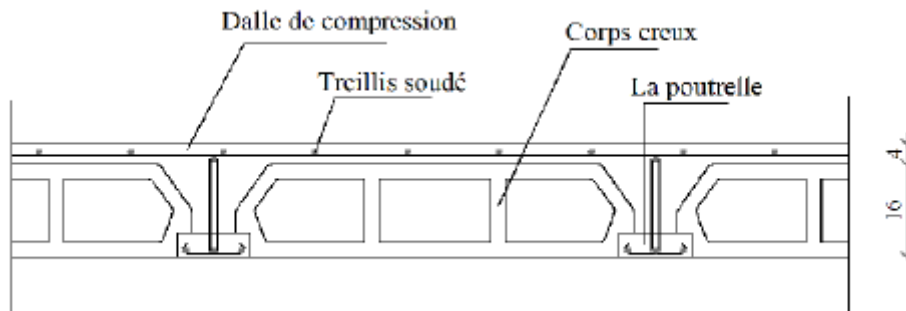


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher en corps creux

II.1.2. Plancher dalle pleine :

Ces dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible, par rapport aux autres dimensions. Elles reposent sur un système d'appuis (sur appuis continus ou sur appuis ponctuels).

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation suivantes :

a) Condition de résistance à la flexion :

Panneau rectangulaire portant dans les deux sens : $0.4 \leq \rho \leq 1$

- Panneau rectangulaire isolé : $e \geq \frac{Lx}{30}$

- Panneau rectangulaire continue : $e \geq \frac{Lx}{40}$

Panneau rectangulaire portant dans un seul sens : $\rho \leq 0.4$

- Panneau rectangulaire isolé : $e \geq \frac{Lx}{20}$

- Panneau rectangulaire continue : $e \geq \frac{Lx}{25}$

Avec : $\rho = \frac{Lx}{Ly}$

Lx : La petite portée du panneau de dalle considéré.

Ly : La grande portée du panneau de dalle considéré.

Dans notre cas : $Lx = 123$ cm

$$Ly = 320 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{123}{320} = 0.38 \quad \rho = 0.38 < 0.4$$

$$\text{D'où : } e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{123}{20} = \mathbf{6.15 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{e = 10 \text{ cm}}$$

b) Condition de la résistance au feu :

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

$e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu,

$e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu,

$e = 17,5$ cm pour un coupe de feu de quatre heures.

On prend $e = 11$ cm

c) Condition de l'isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique (R) est proportionnelle au logarithme de la masse (M) :

$$R = 13.3 \log (10 M) \rightarrow \text{si } M \leq 250 \text{ kg/m}^2.$$

$$R = 15 \log (M) + 9 \rightarrow \text{si } M > 250 \text{ kg/m}^2.$$

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de 350 kg/m². D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$M = \rho \times e_p \geq 350 \text{ kg/m}^2$$

Tel que :

ρ : Poids volumique du béton armé qui égal à = 2500 daN /m³.

$$\text{AN : } 2500 \times e_p \geq 350 \longrightarrow e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m} = \mathbf{14 \text{ cm}}$$

Donc : $e = \max (10, 11, 14) = 14 \text{ cm}$

On adoptera une épaisseur de : **$e = 15 \text{ cm}$** .

II.2. Les poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

Dans notre cas on distingue les poutres principales, les poutres secondaires les poutres de chaînage et les poutres palières.

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les règles « B.A.E.L.91_modifiées.99 », seront vérifiées suivant le règlement « RPA 99 / Version 2003 » suivantes :

- Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

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

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

Avec : h : Hauteur totale de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

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

- Les conditions exigés par l'article (7.5.1) du RPA 99/Version 2003 :

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$b/h \leq 4$$

II.2.1. Les poutres principales (sens transversal) :

➤ Hauteur :

On a : $L_{\max} = 410 - 25 = 385 \text{ cm}$

$$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10}$$

$$25.66 \leq h \leq 38.5$$

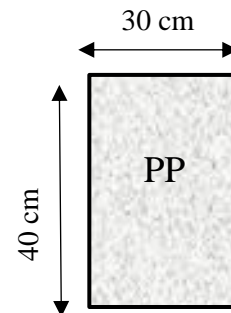
On prend : **h = 40 cm.**

➤ Largeur :

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

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : **b = 30 cm.**



II.2.2. Les poutres secondaires (sens longitudinal) :

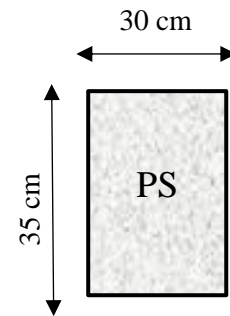
➤ Hauteur :

On a : $L_{\max} = 355 - 25 = 330 \text{ cm}$

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$22 \leq h \leq 33$$

On prend : **$h = 35 \text{ cm}$** .



➤ Largeur :

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

$$12 \leq b \leq 21$$

On prend : **$b = 30 \text{ cm}$** .

II.2.3. Les poutres de chaînage :

Elles relient les poutres principales ou les poutres secondaires entre elles dans les consoles (Balcons)

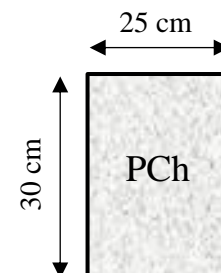
➤ Hauteur :

On a : $L_{\max} = 355 - 25 = 330 \text{ cm}$

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$22 \leq h \leq 33$$

On prend : **$h = 30 \text{ cm}$** .



➤ Largeur :

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

$$12 \leq b \leq 21$$

On prend : **$b = 25 \text{ cm}$** .

II.2.4. Les poutres palières :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la pailleasse, du palier et le poids du mur.

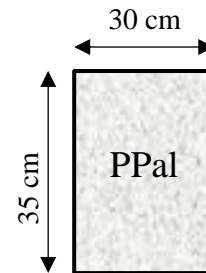
➤ Hauteur :

On a : $L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10}$$

$$21.66 \leq h \leq 32.5$$

On prend : **$h = 35 \text{ cm}$** .



➤ Largeur :

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

$$12 \leq b \leq 21$$

On prend : **$b = 30 \text{ cm}$** .

- Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres de chaînage	Poutres palières	Observation
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	30 cm	35 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	25 cm	30 cm	vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	1.33	1.16	1.2	1.16	vérifiée

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

Les sections (b x h) adoptées pour les poutres sont :

- Poutres principale : **(30 × 40) cm²**
- Poutres secondaires : **(30 × 35) cm²**
- Poutres de chaînage : **(25 × 30) cm²**
- Poutres palières : **(30 × 35) cm²**

II. 3. Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Leur dimensionnement sera conforme au règlement R.P.A 99 version 2003(Art 7.7.1).

Les éléments satisfaisant la condition $L_{min} \geq 4a$ seront considérés comme des voiles et l'épaisseur du voile "a" sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et de la rigidité aux extrémités, tel que l'épaisseur minimale des voiles est $a_{min} \geq 15cm$.

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

he : hauteur d'étage.

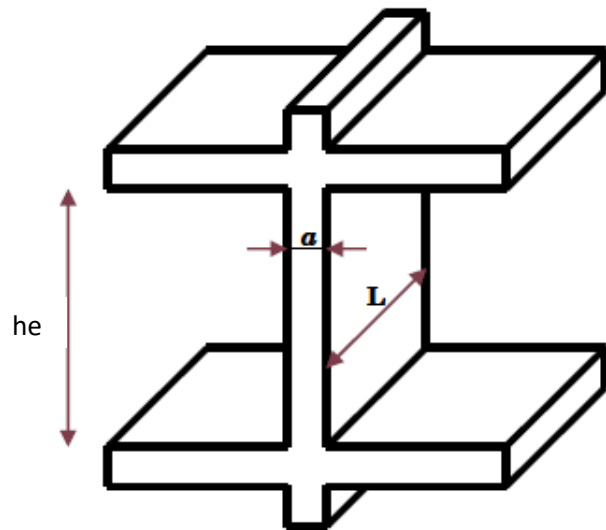
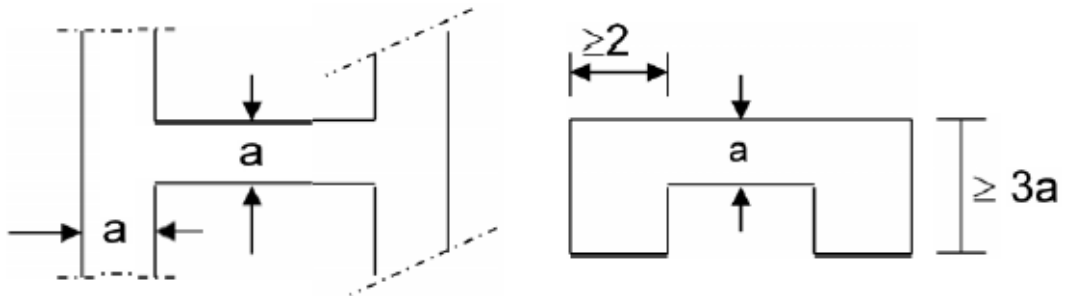


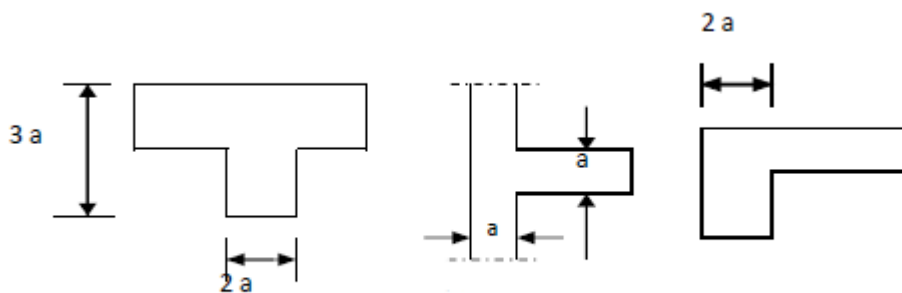
Figure. II.2 : Coupe d'un voile en élévation.

II.3.1. Epaisseur des voiles :

- 1 er cas : $a \geq h_e/25$



- 2 ème cas : $a \geq h_e/22$



- 3 ème cas : $a \geq h_e/20$

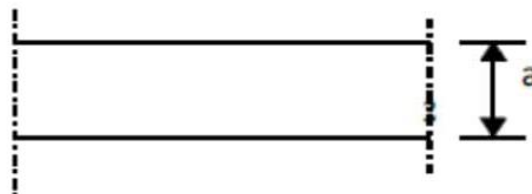


Figure.II.3 : Coupes du voile en plan.

Dans notre cas : $a \geq \max \left(\frac{he}{25} ; \frac{he}{22} ; \frac{he}{20} \right)$

$$a \geq \frac{he}{20}$$

- Niveau entre sol 2 :

$$425 - 20 = 405 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{he}{20} = \frac{405}{20} = 20.25 \text{ cm}$$

$$\mathbf{a = 25 \text{ cm.}}$$

- Niveau entre sol 1, RDC, étages courants :

$$306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

$$\mathbf{a = 20 \text{ cm.}}$$

On optera pour une épaisseur de :

25 cm : pour l'entre sol 2

20 cm : pour l'entre sol 1, le RDC et les étages courants.

Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :

- L'épaisseur minimale exigée dans la zone IIa, est 15 cm

Soit : $a = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm}$ condition vérifiée.

$a = 25 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm}$ condition vérifiée.

- La largeur minimale du voile devra satisfaire la condition $L_{\min} \geq 4 \times a$

Soit : $L_{\min} \geq 4 \times 0.25 = 1.00 \text{ m}$ condition vérifiée.

$L_{\min} \geq 4 \times 0.20 = 0.80 \text{ m}$ condition vérifiée.

II.4. Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé qui permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations. Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple et constituent les points d'appuis pour les poutres.

Leur pré dimensionnement se fait à l'**ELS** en compression simple, avec un effort normal de compression :

$$N_s = G + Q$$

Avec : **G** : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, la section du poteau est donnée par la formule :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton.

II.4.1. Détermination des charges et surcharges :

Le poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitations est donné par le DTR BC 22.

II.4.1.1. Les charges permanentes G :

II.4.1.1.1. Les planchers :

- Plancher terrasse inaccessible :

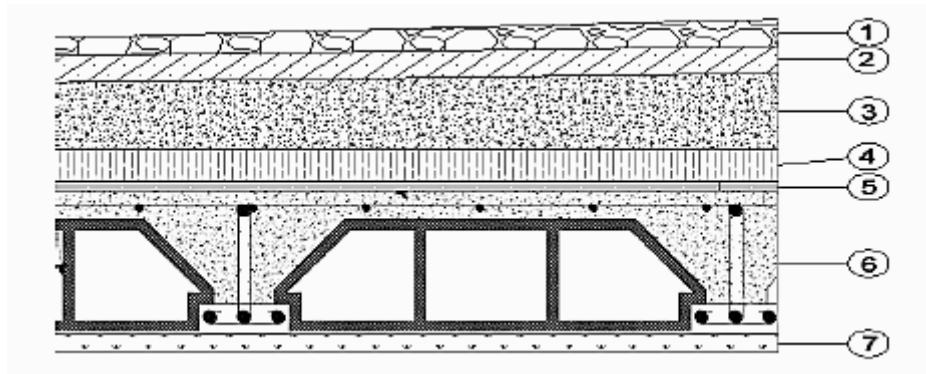


Figure II.4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse

Couche	Nature de la couche	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon roulé	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente 2%	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	/	0.01	0.01
5	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	/	2.85
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				5.88 (KN/m²)

Tableau II.2 : Charges permanente d'un plancher terrasse

- Plancher entre sol étage courant :

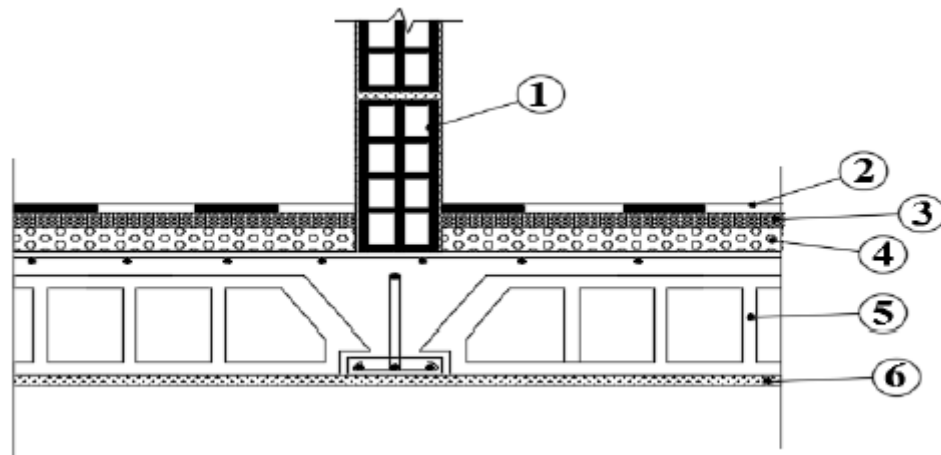


Figure II.5 : Coupe transversale d'un plancher étage courant

Couche	Nature de la couche	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Cloisons de séparation	0,10	9	0.90
2	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher en corps creux	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				5,15 (KN/m²)

Tableau II.3 : Charges permanente d'un plancher étage courant

- Plancher dalle pleine :

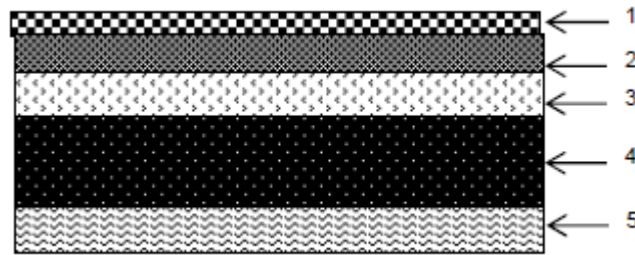


Figure II.6 : Coupe transversale d'un plancher en dalle pleine

Couche	Nature de la couche	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale Gt				5.31 (KN/m²)

Tableau II.4 : Charges permanente d'un plancher dalle pleine

- Dalle pleine terrasse :

Couche	Nature de la couche	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon roulé	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente 2%	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	/	0.01	0.01
5	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
6	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				6.78 (KN/m²)

Tableau II.5 : Charges permanente dalle pleine terrasse inaccessible

II.4.1.1.2. Maçonnerie :

- Murs extérieurs :

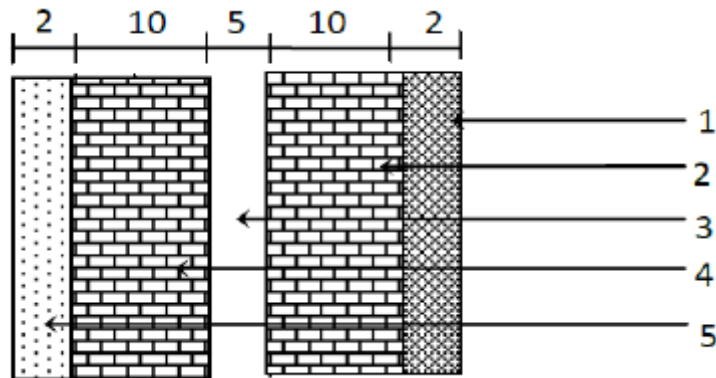


Figure II.7 : Coupe transversale d'un mur extérieur

Couche	Nature de la couche	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	0	0.00
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				2.36 (KN/m²)

Tableau II.6 : Charges permanente d'un mur extérieur

- Murs intérieurs :

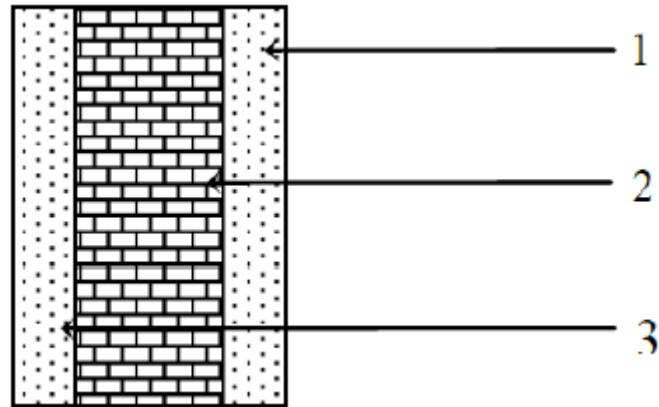


Figure II.8 : Coupe transversale d'un mur intérieur

Couche	Nature de la couche	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				1.30 (KN/m²)

Tableau II.7 : Charges permanente d'un mur intérieur

II.4.1.1.3. Acrotère :

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans le schéma ci-dessous, vont nous permettre de déterminer la charge permanente correspondante

$$G_{acr} = \rho_{\text{beton}} \times S_{acr}$$

$$G_{acr} = 25(0.5 \times 0.1 + 0.07 \times 0.1 + \frac{0.03 \times 0.10}{2}) = 25 \times 0.0585$$

$$G_{acr} = 1.46 \text{ KN/m}$$

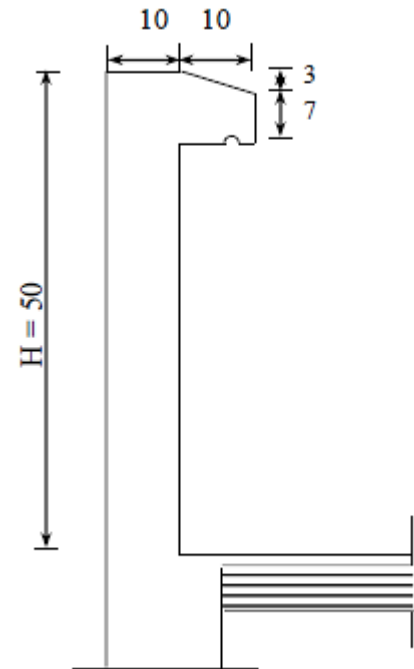


Figure II.9 : Coupe transversale de l'acrotère

Récapitulatif :

- Plancher terrasse inaccessible : **Gp = 5.88 KN/m²**.
- Plancher des étage courant : **Gp = 5.15 KN/m²**.
- L'acrotère : **Gacr = 1.46 KN/ ml**.

II.4.1.2. Charges d'exploitations Q :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau suivant :

Elément	Surcharge Q (KN/m ²)
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant (habitation)	1.50
Plancher RDC (habitation)	1.50
Plancher entre sol 1 (habitation)	1.50
Plancher entre sol 2 (commerciale)	3.00
Balcon / Loggia	3.50
Circulation et escaliers	2.50

Tableau II.8 : Charges d'exploitation

II.4.2. Application de la méthode de descente de charges :

La descente de charge consiste à calculer les charges reprises par le poteau le plus sollicité, et de les cumuler en partant de leur point d'application du dernier niveau, jusqu'aux fondations et trouver les sections adoptées des poteaux dans les différents étages.

II.4.2.1. Détermination de la surface d'influence du poteau F3 :

$$S1 = 1.525 \times 1.925 = 2.94 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.65 \times 1.925 = 3.18 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.65 \times 1.425 = 2.35 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.525 \times 1.425 = 2.17 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{tot}} = 10.64 \text{ m}^2$$

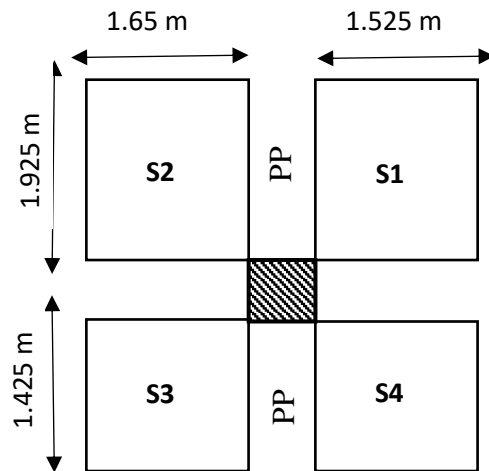


Figure II.10 : surface d'influence du poteau le plus sollicité

II.4.2.2. Poids propre des éléments :

a) Poutres :

- Poutre principale :

$$P_{pp} = G = b \times h \times \rho \times L = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times (1.425 + 1.925) = 10.05 \text{ KN}$$

- Poutre secondaire :

$$P_{ps} = G = b \times h \times \rho \times L = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (1.65 + 1.525) = 8.33 \text{ KN}$$

$$\text{Poids total: } P = P_{pp} + P_{ps} = 10.05 + 8.33 = \mathbf{18.38 \text{ KN}}$$

b) Poteaux :

- Pour les étages courants :

$$P_p = G = b \times h \times h \times t \times \rho = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{4.78 \text{ KN}}$$

$$P_p = G = b \times h \times h \times t \times \rho = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.25 = \mathbf{6.64 \text{ KN}}$$

c) **Planchers :**

- Plancher terrasse inaccessible :

$$P_{pt} = G \times S = 5.88 \times 10.64 = \mathbf{62.56 \text{ KN}}$$

- Plancher etages courants :

$$P_{pc} = G \times S = 5.15 \times 10.64 = \mathbf{54.79 \text{ KN}}$$

II.4.2.3. Loi de dégression des charges :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour les différentes surcharges d'exploitation tel que :

$$Q = Q_0 + (3 + n)/2n \times \Sigma Q_i$$

$(3 + n)/2n$: Coefficient valable pour $n \geq 05$.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Surcharges d'exploitation :

- Plancher Terrasse :

$$Q_0 = 1.00 \times 10.64 = \mathbf{10.64 \text{ KN}}$$

- Plancher E/sol 1, RDC et étages courants (à usage habitation) :

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_6 = 1.50 \times 10.64 = \mathbf{15.975 \text{ KN}}$$

- Plancher E/sol 2 (à usage commerciale) :

$$Q_7 = 3.00 \times 10.65 = \mathbf{31.95 \text{ KN}}$$

Surcharges d'exploitation cumulées :Niveau 7 : $Q_0 = 10.64 \text{ KN}$ Niveau 6 : $Q_0 + Q_1 = 10.64 + 15.975 = 26.615 \text{ KN}$ Niveau 5 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 10.64 + 0.95 (15.975 \times 2) = 40.992 \text{ KN}$ Niveau 4 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 10.64 + 0.90 (15.975 \times 3) = 53.772 \text{ KN}$ Niveau 3 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 10.64 + 0.85 (15.975 \times 4) = 64.955 \text{ KN}$ Niveau 2 : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 10.64 + 0.80 (15.975 \times 5) = 74.54 \text{ KN}$ Niveau 1 : $Q_0 + (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6) = 10.64 + (15.975 \times 5 + 31.95) = 122.465 \text{ KN}$

$$\text{On a : } S = \frac{N}{\sigma bc}$$

$$\sigma bc = 15 \text{ Mpa} = 1.5 \text{ kn/cm}^2$$

Niveau	Charges permanente G (KN)					Surcharge Q (KN)	Effort Normal N (KN)	Section cm ²	
	Plancher	Poutre	Poteau	G _{tot}	G _{cum}			Q _{cum}	G _c +Q _c
Etage 4	62.56	18.38	4.78	85.72	85.72	10.64	96.36	64.24	30×30
Etage 3	54.79	18.38	4.78	77.95	163.67	26.615	190.285	126.85	30×30
Etage 2	54.79	18.38	4.78	77.95	241.62	40.992	282.61	188.41	35×35
Etage 1	54.79	18.38	4.78	77.95	319.57	53.772	373.34	248.89	35×35
RDC	54.79	18.38	4.78	77.95	397.52	64.96	462.48	308.32	40×40
E/sol 1	54.79	18.38	4.78	77.95	475.47	74.54	550.01	366.67	40×40
E/sol 2	54.79	18.38	6.64	79.81	555.28	122.465	677.75	451.83	45×45

Tableau II.9 : Récapitulatif de la descente de charges

Remarque :On opte pour une section $25 \times 25 \text{ cm}^2$ pour les potelets.

II.4.3.Vérification :**II.3.1.Vérification des règles de RPA 99 / version 2003 (zone IIa) :**

On a : Entre sol 2 : $h_e = 425 - 35 = 390$ cm

Les autres niveaux : $h_e = 306 - 35 = 271$ cm

Niveau	Poteau	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Vérification
E/sol 2	45×45	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 45$ cm	Vérifiée
		$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$390/20 = 19.50$ cm	Vérifiée
		$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Vérifiée
RDC E/sol 1	40×40	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 40$ cm	Vérifiée
		$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$271/20 = 13.55$ cm	Vérifiée
		$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Vérifiée
Etage 1 Etage 2	35×35	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 35$ cm	Vérifiée
		$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$271/20 = 13.55$ cm	Vérifiée
		$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Vérifiée
Etage 3 Etage 4	30×30	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 30$ cm	Vérifiée
		$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$271/20 = 13.55$ cm	Vérifiée
		$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Vérifiée

Tableau II.10 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA

II.3.2.Vérification au flambement :

Lorsqu'une structure est comprimée dans le sens de la longueur, elle a tendance à fléchir perpendiculairement à l'axe de la force appliquée, en raison d'un phénomène d'instabilité appelé flambement ; pour cela on doit vérifier la condition de l'élanement suivante :

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

Avec :

L_f : Longueur de flambement ($L_f=0.7 \times L_0$)

L_0 : hauteur libre de poteau.

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

I : Moment d'inertie ($I_{yy} = \frac{b^3 h}{12}$; $I_{xx} = \frac{b h^3}{12}$)

S : Section transversale du poteau ($S=b \times h$)

On a :

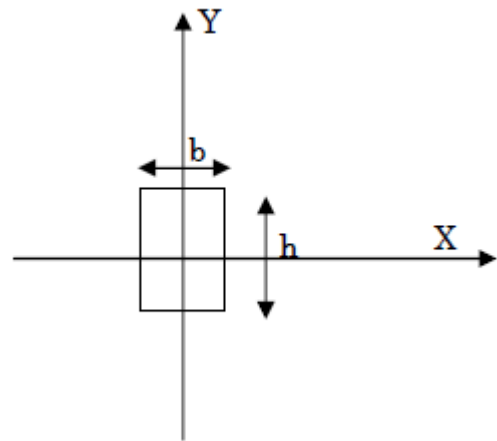
$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

$$\lambda = 2.425 \frac{L_0}{b}$$

avec :

Entre sol 2 : $L_0 = 425 - 40 = 385$ cm

Les autres niveaux : $L_0 = 306 - 40 = 266$ cm



Niveau	Poteau	L0	λ	$\lambda \leq 50$
Entre sol 2	45×45	390	21.016	Vérifiée
Entre sol 1 et RDC	40×40	271	16.429	Vérifiée
Étage 1 et 2	35×35	271	18.776	Vérifiée
Étage 3 et 4	30×30	271	21.905	Vérifiée

Tableau II.11 : Vérification des sections des poteaux au flambement

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

Conclusion :

Les différentes règles et lois des documents techniques nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- Plancher corps creux : ht=20 cm
- Dalle pleine :ep=15cm
- Poutres principales : (30×40) cm²
- Poutres secondaire : (30×35) cm²
- Poutre de chaînage : (25×30) cm²
- Poutres palières :(30×35) cm²
- Voiles de contreventements :
 - Entre sol 2 :ep=25 cm
 - Entre sol 1, RDC, étages courants :ep=20 cm
- Poteaux
 - Entre sol 2:(45×45) cm²
 - Entre sol 1 et RDC :(40×40) cm²
 - Etage 1 et 2 :(35×35) cm²
 - Etage 3 et 4 : (30×30) cm²



Chapitre III

Calcul des éléments non structuraux



III.1.Acrotère

Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

L'acrotère est un élément en béton armée qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. Il est soumis à un effort « G » dû à son poids propre et à un effort latéral « Q » dû à la main courante engendrant un moment de renversement « M » dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99).

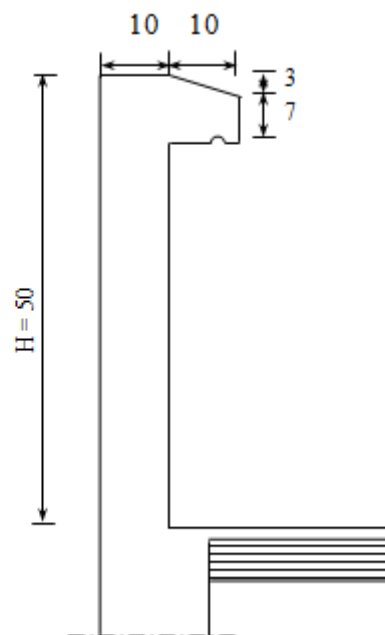


Figure III.1.1: Coupe verticale de l'acrotère.

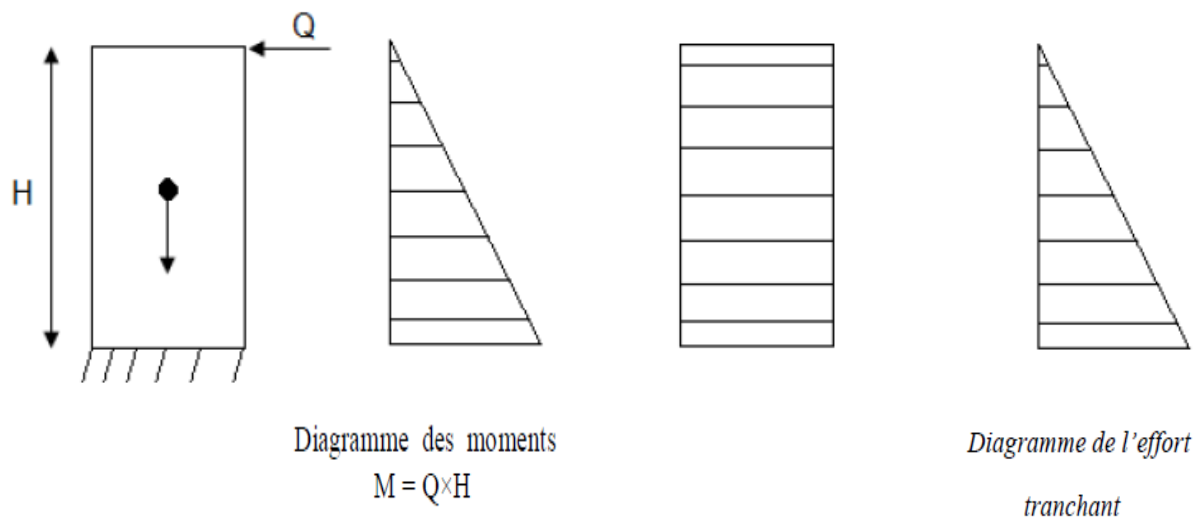


Figure III.1.2 : Diagrammes des efforts internes

III.1.2. Dimensions de l'Acrotère :

- Largeur = 100 cm.
- Hauteur = 50 cm.
- Epaisseur = 10 cm

III.1.3. Calcul des sollicitations :

III.1.3.1. Effort normal de compression dû au poids propre :

$$G = \rho \times S \times 1\text{m}$$

ρ : masse volumique du béton.

S : section transversale de l'acrotère.

$$G = 25[(0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.5)] \times 1 = 1.46 \text{ KN/ml.}$$

III.1.3.2. Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

Surcharge d'exploitation « Q » : $\Rightarrow Q = 1.00 \text{ KN/ml.}$

$$M = Q \times H \times 1\text{m} = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$$

III.1.3.3. Effort tranchant :

$$T=Q \times 1\text{m}=1.00 \text{ KN.}$$

III.1.4 Combinaison des charges (BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2) :**III.1.4.1. A l'état limite ultime ELU:**

La combinaison de charge est : **1.35G + 1.5Q**

Effort normal dû à G :

$$N_u=1.35G =1.35 \times 1.46 =1.97 \text{ KN /ml}$$

Moment de flexion dû à Q :

$$M_u=1.5 \times M=1.5 \times 0.5=0.75 \text{ KN.m}$$

III.1.4.2. A l'état limite de service ELS :

La combinaison de charge est : **G + Q**

Effort normal dû à G :

$$N_s = N_G + N_Q$$

$$N_s=1.46+0=1.46 \text{ KN/ml}$$

Moment de flexion dû à Q :

$$M_s = M_G + M_Q$$

$$M_s=0+0.5=0.5 \text{ KN.m}$$

III .1.5. Ferrailage de l'acrotère (à L'ELU):

Le calcul se fait en deux étapes, calcul à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

-Remarque :

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section

du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

Il consiste à étudier une section rectangulaire ($b \times h$), en flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u .

Le calcul se fait en deux étapes, calcul à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

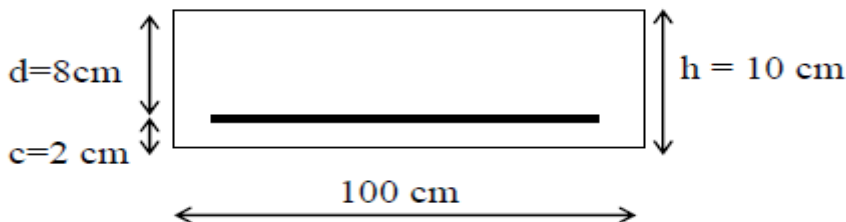


Figure III.1.3. : Schéma de calcul

h (épaisseur de la section) = 10 cm.

b (largeur de la section) = 100 cm.

c et c' (enrobage) = 3 cm.

d (hauteur utile) = $h - c = 7$ cm.

III.1.5.1. Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,97} = 0,38 \text{ m} = 38 \text{ cm} > \left(\frac{h}{2}\right) - c = (10/2) - 2 = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

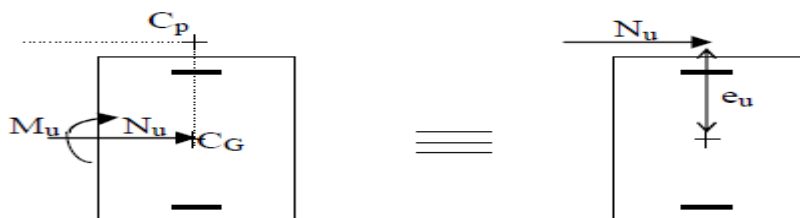


Figure III.1.4 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

Le centre de pression « Cp » est à l'extérieur de la section \Rightarrow SPC (section partiellement comprimée).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

III.1.5.2. Calcul en flexion simple:

a. Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u (h/2 - c) = 0.75 + 1.97 (0.1/2 - 0.02) = 0.809 \text{ kN.m}$$

b. Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{(bd^2 \cdot F_{bu})} \text{ Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_c 28}{\Theta \gamma} = \frac{0.85(25)}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\text{On aura } \mu_u = \frac{0.809}{(1 \times 0.07^2 \times 14.2 \times 10^3)} = 0.011$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

$\mu_u = 0.011 \longrightarrow \beta = 0.994$ (par interpolation)

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires.

c. Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.809 \times 10^5}{0.994 \times 7 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.334 \text{ cm}^2.$$

III.1.5.3. Calcul en flexion composée :

a. Armatures réelles :

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.334 - \frac{1.97 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0.32 \text{ cm}^2$$

III.1.5.4. Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité (BAEL 91 révisé 99-Art. A-4-2-1) :**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.46} = 0.342\text{m} = 34.2 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{34.2 - 0.455 \times 7}{34.2 - 0.185 \times 7} \right] = 0.8 \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2 > A_s \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section : $A_s = A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}8 \Rightarrow A_s = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA}8 \Rightarrow A_r = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ avec un espacement } S_t = \frac{50}{4} = 15 \text{ cm}$$

b) Vérification de l'écartement dans les barres

- **Armatures verticales :**

$$A = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = 20\text{cm.}$$

Soit $S_t = 20\text{cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$St \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40\text{cm}.$$

Soit $St = 15\text{cm}$.

c) vérification au cisaillement (BAEL 91 révisé 99-Art, 5-1-1) :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}; \tau_u = \frac{V_u}{bxd} \text{ tel que :}$$

V_u : effort tranchant max à l'ELU.

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

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.02 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}, \text{ alors la condition est vérifiée.}$$

d) Vérification de l'adhérence des barres

Le béton armé est une structure composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

Pour cela le **BAEL (A-6-2-3)** exige que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{tj} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{hautes adhérences}).$$

avec: $V_u = 1.5 \text{ KN}$

ηu_i : Somme des périmètres ultimes des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 0.8 \times 3.14 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.189 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 0.189 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Ancrage des barres verticales :**

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

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{et} \quad \tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm.}$$

D'après le **BAEL91/R99 (Art6.1.21)** la longueur de scellement pour les HA 400 :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

$$L_s = \max \left\{ \begin{array}{l} - \text{'Ls'} \text{ calculé} \\ - \text{'Ls'} \text{ BAEL (} L_s = 40 \phi \text{)} \end{array} \right. \longrightarrow \quad \mathbf{L_s = 35 \text{ cm}}$$

e) **Vérification des contraintes à L'ELS :** L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

$\eta = 1.6$: Fissuration préjudiciable, (Acier HA), $\phi \geq 8 \text{ mm}$.

f) **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ \text{FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.28. \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.916$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{0.5 \times 10^6}{0.916 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 38.79 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures

g) Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99 modifié 2003) :

L'acrotère doit être conçue de façon à résister à la force horizontale $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$.

A : coefficient de force horizontal pour les éléments secondaires (zone IIa). $A = 0.15$ (tableau (4-1) du RPA)

C_p : Facteur de force horizontal pour les éléments secondaires $C_p = 0.3$ (Tableau 1-6.RPA)

W_p : poids de l'acrotère $W_p = 1.46 \text{ KN/ml}$

D'où $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.46 = 0.263 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN} \Rightarrow$ condition est vérifiée.

Remarque:

Notre acrotère est calculé sous un effort horizontal statique supérieur à l'effort sismique F_p , donc le ferrailage adopté est vérifié vis à vis des charges sismiques.

III.2.Plancher :

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. Sauf les balcons, le porte à faux et la salle machine, qui sont en dalle pleine.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

Nervure appelé poutrelle de section en T, 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(**TLE520**) ayant pour but :

Limité les risques de fissuration par retrait

Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs indiquées par l'article (**B.6.8, 423**) du **B.A.E.L** qui sont de :

20cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

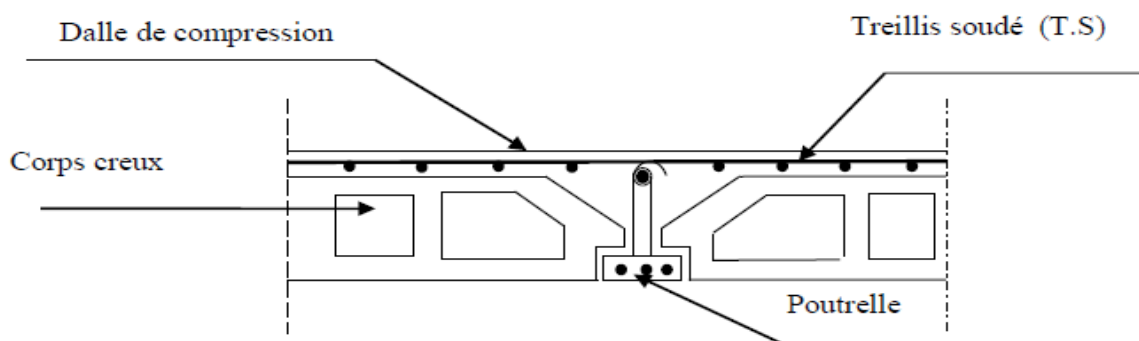


Figure III.2.1 : coupe transversale dans un plancher en corps

III.2.1. Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la dalle)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C = 3$ cm (enrobage)

$d = 17$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

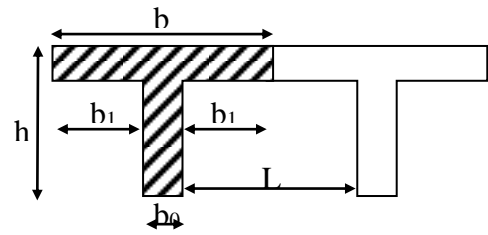


Figure.III.2.2 : Construction de la section en T.

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

III.2.1.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$L = 65$ cm: distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm}$).

Soit : $A_{\perp} = 4\text{HA5} = 0.79 \text{ cm}^2/\text{mL}$; $e = 15$ cm

III.2.1.2. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.79}{2} = 0.395 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 4\text{HA5} = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e = 15$ cm

III.2.2. Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression :

Les poutrelles sont considérées uniformément chargées et seront calculées en deux étapes.

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m² et la surcharge de l'ouvrier.

-Poids propre : $G1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ Kn/ml}$.

-Poids du corps creux : $G2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ Kn/ml}$.

-Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ Kn/ml}$

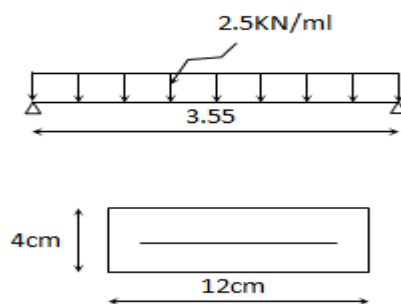


Figure. III.2.3: Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression.

a. combinaison d'actions :

$$A \text{ l'ELU : } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,12+0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

b. calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,55^2}{8} = 3,93 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,55}{2} = 4,43 \text{ KN}$$

c. ferrailage de la poutrelle :

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{b_u}} = \frac{3,93 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 5,765 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Vu les faibles dimensions de la section de la poutrelle ($12 \times 4 \text{ cm}^2$), il est impossible de réaliser deux lits d'armatures, donc on doit prévoir trois étais intermédiaires par travée pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

On doit placer des étais pour la poutrelle espacé de 80 à 120cm.

III.2.3.Calcul des poutrelles après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5.88 \times 0.65 = 3.82 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.27 \text{ KN/ml}$

a. Combinaison d'actions :

$$\text{À l'ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.56 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } Q_s = G + Q = 6.09 \text{ KN/ml}$$

b. Choix de la méthode :

$$\begin{cases} Q = 5 \text{ KN/ml} < 2G = 7.64 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \Rightarrow condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 : (0.80

$$\leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25) \text{ on a :}$$

$$\frac{325}{330} = 0.98 ; \frac{330}{355} = 0.93 ; \frac{355}{350} = 1.01 \quad \frac{350}{355} = 0.98 \quad \frac{355}{330} = 1.07 ; \frac{330}{325} = 1.015 \Rightarrow$$

Condition vérifiée

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. \Rightarrow Condition vérifiée

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.3.1.Principe de la méthode:

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

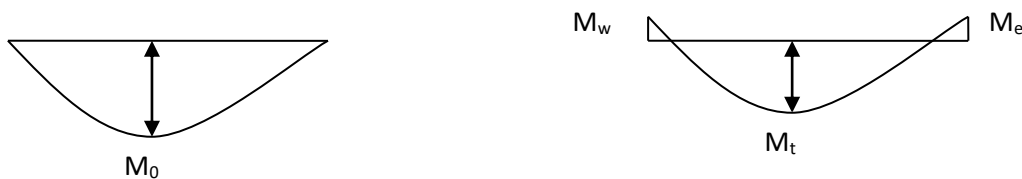


Figure.III.2.4: Diagramme des moments (principe de la méthode)

III.2.3.2.Exposé de la méthode :

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

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

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

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

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

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

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

Dans notre cas nous avons une poutre sur 08 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

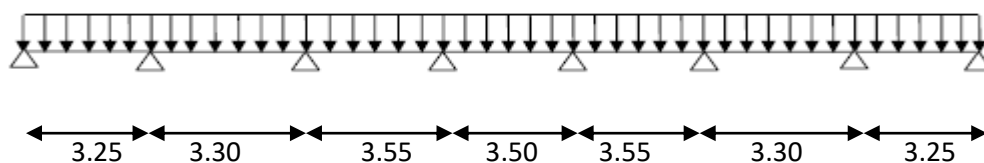


Figure. III.2.5 : schéma statique

III.2.3.3.calcul des coefficients :

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.27}{2.27+3.82} = 0.372 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3}\right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0.372$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.111$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.555 \quad \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.655$$

III.2.3.4.calcul des moments en travée :

- travée de rive :

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.655M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.111M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.711M_0$$

On prend $M_t = 0.711M_0$

- Travée intermédiaire :

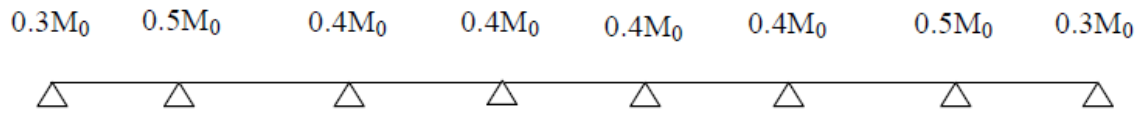
$$- M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.111M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.655M_0$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.555M_0$$

On prend $M_t = 0.655 M_0$

III.2.3.5. Calcul des Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{qu l^2}{8} = \frac{8.56 \cdot 3.55^2}{8} = 13.48 \text{ KN.m}$$



$$M_{012} = M_{078} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 8.56 \times (3.25)^2 / 8 = 11.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{067} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 8.56 \times (3.3)^2 / 8 = 11.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 8.56 \times (3.55)^2 / 8 = 13.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{045} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 8.56 \times (3.5)^2 / 8 = 13.10 \text{ KN.m}$$

III.2.3.6. Calcul de Moments sur appuis:

$$M_1 = M_8 = 0.3 M_{012} = 3.390 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 5.825 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 5.392 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 5.392 \text{ KN.m}$$

III.2.3.7. calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appuis.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w(\text{KN.m})$	3.390	5.825	5.392	5.392	5.392	5.392	5.825
$M_e(\text{KN.m})$	5.825	5.392	5.392	5.392	5.392	5.825	3.390
$T_w(\text{KN})$	-14.66	-13.99	-15.19	-14.98	-16.26	-14.25	-13.17
$T_e(\text{KN})$	13.17	14.25	16.26	14.98	15.19	13.99	14.66
$M_t(\text{KN.m})$	8.035	7.632	8.832	8.585	8.832	7.632	8.035

TABLEAU III.2.1. Les moments et les efforts tranchant en appuis et en travée.

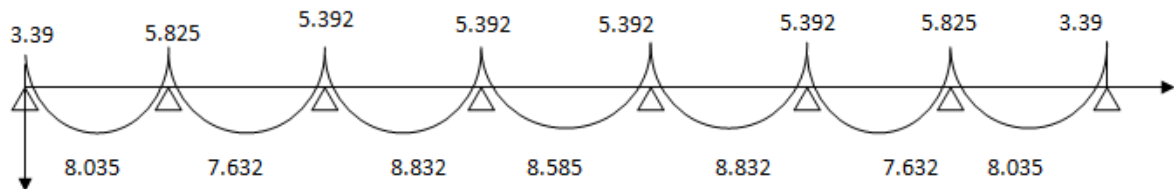


Figure III.2.6 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELU.

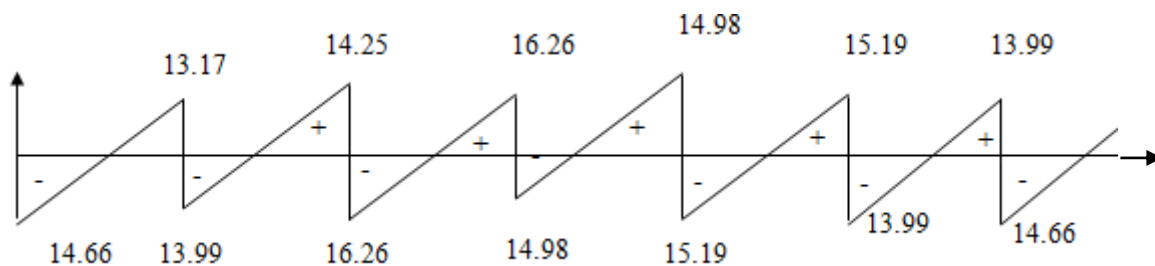


Figure III.2.7 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

III.2.4. Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 8.585 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 5.825 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 15.19 \text{ KN}$$

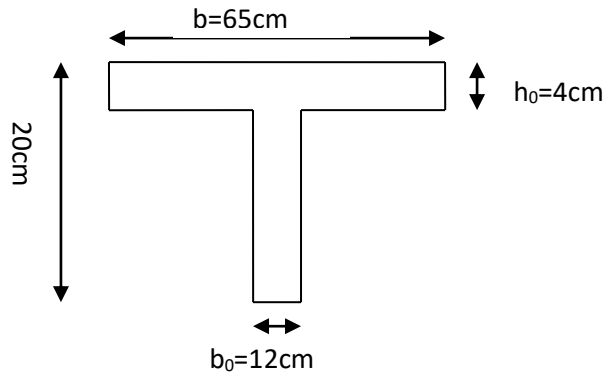


Figure III.2.8: Section de la poutre en T

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{KN.m} > M_t^{\max} = 8.585 \text{KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{8.585 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.028 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{8.585 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 1.389 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 1.389 \text{cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{cm}^2$$

b) Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 5.825 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{5.825 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.10 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.10 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5.825 \times 10^3}{0.995 \times 18 \times 348} = 0.934 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.934 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max}\right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On adopt: } 2\text{HA}8 \rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$$

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

-Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(15.30, 40) = 15.30 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

III.2.4.1. Vérification à l'ELU :**a) Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{15.19 \times 10^3}{120 \times 170} = 0.74\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.74\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 1.51\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 0.934\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.17 \times 10^3 \times 25 = 122.5 \text{KN}$$

$$V_u^{\max} \leq 122.5 \text{KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{u\max} = 14.66 \text{KN} < 122.5 \text{KN} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{u\max} = 16.26 \text{KN} < 122.5 \text{KN} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$

- **Appuis de rive :**

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(14.66 - \frac{3.39}{0.9 \times 0.17} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (14.66 - 20.92)$$

$$A_a = 0.934 \geq -0.179 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_a = 0.934 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(16.26 - \frac{5.825}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.56 \text{cm}^2$$

$$A_a = 0.934 \geq -0.56 \text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$$\text{D'où} \quad l_s = \frac{400}{4 \times 2.835} \phi = 35.27 \phi$$

Soit un crochet de $0.4l_s = 14.108 \phi$

III.2.4.2. calcul de la poutrelle à l'ELS:**III.2.4.2.1 calcul des moments isostatiques :**

$$q_s = 6.09 \text{KN/ml}$$

$$M_{012} = M_{078} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 6.09 \times (3.25)^2 / 8 = 8.04 \text{KN.m}$$

$$M_{023} = M_{067} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 6.09 \times (3.3)^2 / 8 = 8.29 \text{KN.m}$$

$$M_{034} = M_{056} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 6.09 \times (3.55)^2 / 8 = 9.59 \text{KN.m}$$

$$M_{045} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 6.09 \times (3.5)^2 / 8 = 9.32 \text{KN.m}$$

-Calcul de Moments sur appuis:

$$M_1 = M_8 = 0.3 M_{012} = 2.412 \text{KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 4.145 \text{KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 3.836 \text{KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 3.836 \text{KN.m}$$

- calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_s L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w (KN.m)	2.412	4.145	3.836	3.836	3.836	3.836	4.145
M_e (KN.m)	4.145	3.836	3.836	3.836	3.836	4.145	2.412
T_w (KN)	-10.42	-9.95	-10.81	-10.66	-10.81	-10.14	-9.37
T_e (KN)	9.37	10.14	10.81	10.66	10.81	9.95	10.42
M_t (KN.m)	5.716	5.429	6.281	6.104	6.281	5.429	5.716

Tableau III.2.2 : moments et efforts tranchants en travée et en appuis a L'ELS

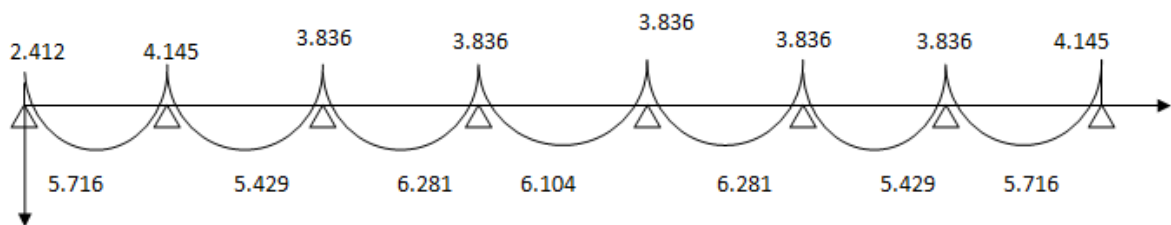


Figure III.2.9. diagramme des moments fléchissant

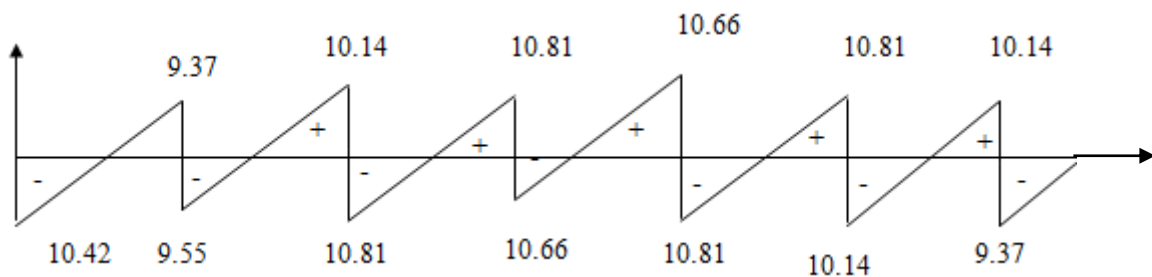


Figure III.2.10 diagramme des efforts tranchants

III.2.5. Vérifications à L'ELS :**III.2.5.1. Etat limite de la compression du béton :**

- **en travée :**

$$M_t^{\max} = 6.281 \text{ KN.m}$$

-contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.39}{17 \times 12} = 1.66$$

$$\rho_1 = 1.66 \rightarrow \beta_1 = 0.833 \rightarrow K = 0.067$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{6.981 \times 10^3}{0.833 \times 17 \times 3.39} = 145.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.05 \times 145.41 = 7.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

- **aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 6.56 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{17 \times 12} = 1.10$$

$$\rho_1 = 1.10 \rightarrow \beta_1 = 0.855 \rightarrow K = 0.051$$

- Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{6.56 \times 10^3}{0.855 \times 17 \times 2.26} = 199.70 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.049 \times 199.70 = 9.78 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

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

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont

III.2.5.2. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

III 2.5.3. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

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

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_c}$$

avec :

h : hauteur totale de la section .

L : portée libre maximale .

M_t : moment maximum de flexion .

b_0 : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0.05 > \frac{6.281}{15 \times 9.59} = 0.043 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1.51}{17 \times 12} = 0.0166 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

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

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

$$f_v = \frac{M_t^{\text{ser}} L^2}{10 E_v I f_v}$$

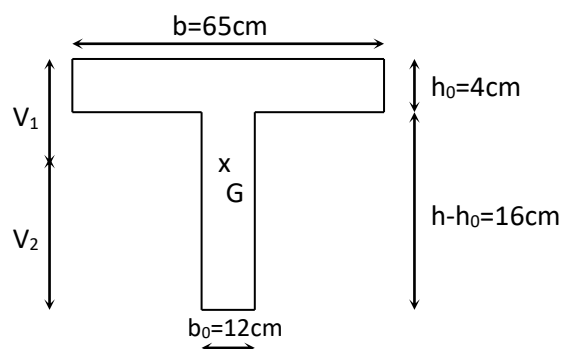


Figure.III.2.11 ; schéma de la section homogénéisée.

Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

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

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.56 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.43 - \frac{4}{2}\right)^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 20537.5 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.019$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.016 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1.02$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 179.82 + 2.1}; 0\right) = 0.325$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20537.5}{1 + 1.02 \times 0.325} = 16966.8 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{6.281 \times (4.00)^2 10^7}{10 \times 10818.87 \times 16966.8} = 0.55 < \frac{L}{500} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ La flèche est vérifiée.}$$

III.3 Escalier

Introduction : Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, permet le passage d'un niveau à un autre.

Dans notre bâtiment on a calculer un seul type d'escalier (à deux volées avec un palier intermédiaire) en BA, coulé sur place.

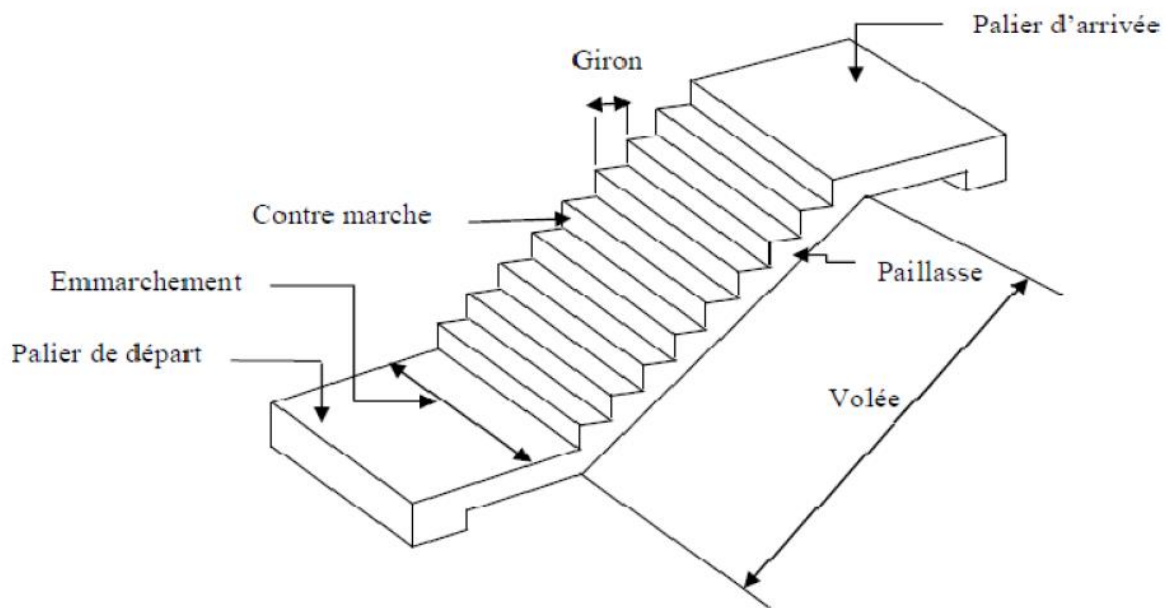


Figure III.3.1: Schéma général d'une volée d'un escalier droit.

➤ **Caractéristiques dimensionnelles :**

La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives.

Le giron (g) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.

L'embranchement (E) : représente la largeur de la marche.

La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.3.1. Cage d'escalier :

III.3.1.1 Dimensionnement :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

h : est le plus courant ($14\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$).

g : est le plus courant ($59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{ cm}$).

III.3.1.2. Pré dimensionnement de l'escalier :

a) marches et contremarches :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm] .

On adopte : $h=17\text{cm}$.

b) Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant $H = 3.06\text{m}$.

$$\text{alors : } n = 3.06/0.17=18.$$

Comme l'étage courant comporte deux paillasses identiques, on aura alors 9 contremarches et 8 marches par volée.

C) Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L_1/n-1$.

$$\text{On à: } L_1=2.45\text{m}, L_2=1.35\text{m}$$

$$L = 3.85\text{m} \Rightarrow g = 2.45/8 = 0.3\text{m} \Rightarrow g = 30\text{cm}.$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

III.3.1.3 Pré dimensionnement de la paillasse :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

L : longueur du palier et de la paillasse ; $L=L_1+L_2$

$$380/30 \leq e_p \leq 380/20 \Rightarrow 12.83 \leq e_p \leq 19.25$$

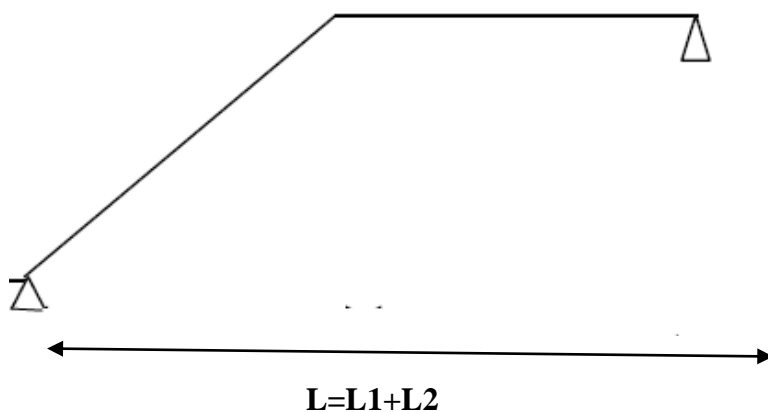


Figure III.3.2 : schéma statique de l'escalier

Soit $e_p = 15 \text{ cm}$.

Calcul de α : $\text{tg}\alpha = \frac{h}{g}$

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ \cos\alpha = \frac{L_1}{L'} = 0.6375 \Rightarrow L' = 392.15 \text{ cm}$$

III.3.2. Détermination des charges et surcharges

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

➤ charge permanente :

volée :

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Paillasse	$25 \times \frac{15}{\cos\alpha} = 4.31$
Marches	
Revêtement :	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Garde corps	$20 \times 0.02 = 0.40$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.02 = 0.36$
	$18 \times 0.015 = 0.27$
G_{ps} = 8.326	

Tableau III.3.1. Charges permanentes du volée.

Palier

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Palier	$25 \times 0.15 = 3.75$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27$
G_{pl} = 5.34	

Tableau III.3.2. Charges permanentes du palier.

➤ Charges d'exploitation

- Palier : $Q_{pl} = 2.5 \text{KN/ml}$
- Paillasse : $Q_{ps} = 2.5 \text{KN/ml}$

III.3.2.1 Calcul à l'ELU:

-Calcul des sollicitations :

a) Combinaisons des charges :

- paillasse $q_{ps} = [1.35 \times 8.326 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 14.99 \text{ KN/ml}$
- palier $q_{pl} = [1.35 \times 5.34 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 10.96 \text{KN/ml}$

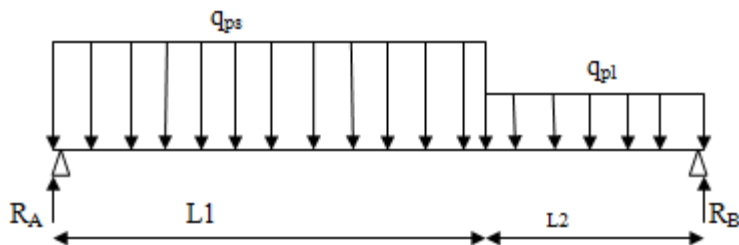


Figure III.3.3 : Schéma de chargement à l'ELU.

b) Réactions d'appuis.

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 14.99 \times 2.45 + 10.96 \times 1.35$$

$$R_A + R_B = 52.27 \text{KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Rightarrow 3.85 R_B = 10.96 \times 1.35 \times 3.125 + 14.99 \times 2.45 \times 1.225 \Rightarrow R_B = 24.007 \text{ KN}$$

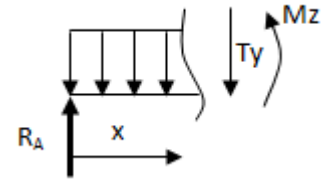
Ce qui donne $R_A = 28.39 \text{KN}$

- Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

- Pour $0 \leq x \leq 2.45\text{m}$

$$T_y = R_A - q_{ps}x$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 28.39 \text{ KN}$$



$$X = 2.45\text{m} \rightarrow T_y = 28.39 - 14.99 \times 2.5 = -9.085 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - q_{ps} x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 2.45\text{m} \rightarrow M_Z = 24.13 \text{ KNm}$$

- Pour $2.45 \leq x \leq 3.85\text{m}$

$$T_y = R_A - q_{ps} \times 2.5 - q_{pl}(x - 2.5)$$

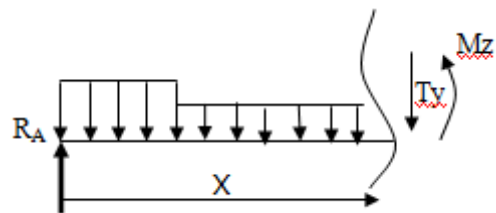
$$X = 2.45 \rightarrow T_y = -9.085 \text{ KN}$$

$$X = 3.85 \rightarrow T_y = -23.88 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q_{ps} \times 2.5)(x - 1.2) - q_{pl} \frac{(x - 2.5)^2}{2}$$

$$X = 2.45 \rightarrow M_Z = 22.25 \text{ KNm}$$

$$X = 3.85 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$



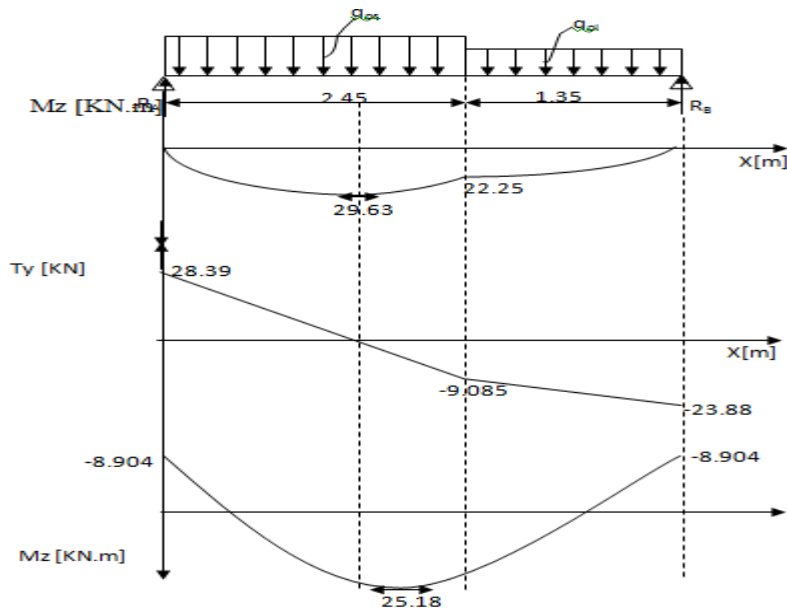
Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=1.9\text{m}$ d'où $M_Z^{\max}=29.63\text{KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 29.63 \text{ KN}$$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_z^{\max} = -8.904 \text{ KNm}$

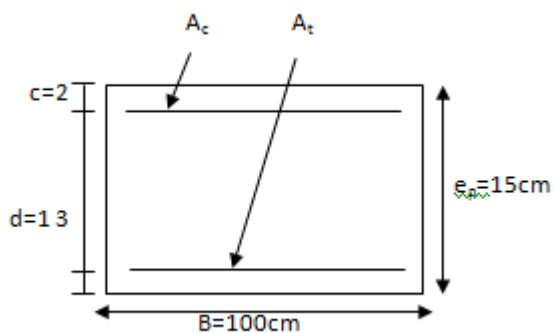
En travée : $M_t = 0.85 \times M_z^{\max} = 25.18 \text{ KNm}$

c) Diagramme des efforts :



III.3.3. Calcul des armatures :

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



$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

$h = d + c = 15 \text{ cm}$

$d = h - c$

III.3.3.1. Armatures principales :a) **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25.18 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.104 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.104 \rightarrow \beta = 0.945$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25.18 \times 10^3}{0.945 \times 13 \times 348} = 5.8 \text{ cm}^2$$

soit 6HA12 = 6.78 cm²/ml

Avec un espacement de 15cm

b) **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.058 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0335 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.034 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{8.058 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 1.81 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 6HA12} = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de 15cm.

III.3.3.2 Armatures de répartition:

$$\text{a) En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4HA10} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{b) En appui: } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4HA10} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de 20cm.

III.3.4. Vérifications à effectuer :**III.3.4.1. condition de non fragilité : Art.4.2.1 BAEL91**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{cm}^2.$$

-En travée : $A_t = 6.28 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

-Aux appuis : $A_a = 2.01 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

III.3.4.2. Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)

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

-**Armatures principales :** $e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 20 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-**Armatures de répartition:** $e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.3.4.3. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_a^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}.$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_u^{\max}(x) = 28.39\text{KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{28.39 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.218\text{MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.4.3. Vérification de la condition d'adhérence : (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 4 \times \pi \times 8$$

$$\tau_{se} = \frac{28.39 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 4 \times 3.14 \times 8} = 2.414\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.3.4.4. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2500 \times 0.9 \times 13 \times 100}{1.5} = 780\text{KN.}$$

$$V_u^{\max} = 28.67\text{KN} < 780\text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :** On doit vérifier que :

$$Aa \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -8.133\text{KN.m}$$

$$Aa \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(28.38 - \frac{8.058 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right) \right] = -1.164\text{cm}^2 < 0$$

$$Aa = 2.01\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.3.4.5. Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit (BAEL 91 / Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_s} \text{ avec : } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm. soit } L_s = 30 \text{ cm.}$$

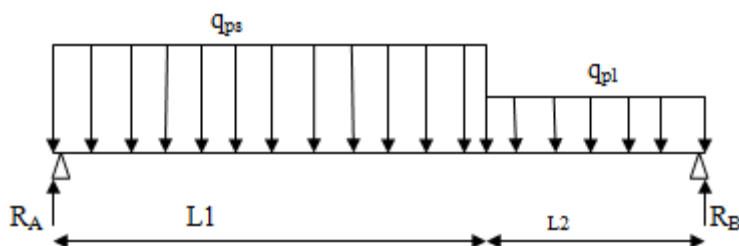
III.3.5. Calcul à l'ELS :**III.3.5.1. Combinaison de charges :**

Figure III.3.4 : Schéma statique de calcul à l'ELS

$$q'_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 8.326 + 2.5 = 10.826 \text{ KN/ml}$$

$$q'_{pl} = G_{pl} + Q_{pl} = 5.34 + 2.5 = 7.84 \text{ KN/ml}$$

III.3.5.2. Réaction d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10.826 \times 2.5 + 7.84 \times 1.35$$

$$R_A + R_B = 37.64 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Rightarrow 3.85 R_B = 7.84 \times 1.35 \times 3.175 + 10.826 \times 2.5 \times 1.2 \Rightarrow R_B = 17.16 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 20.47\text{KN}$

III.3.5.3. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

- Pour $0 \leq x \leq 2.45\text{m}$

$$T_y = R_A - q'_{ps}x$$

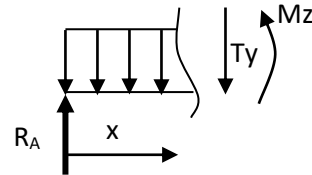
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 20.47 \text{ KN}$$

$$X = 2.45\text{m} \rightarrow T_y = 20.47 - 10.826 \times 2.5 = -6.59\text{KN}$$

$$M_Z = R_A x - q'_{ps} x^2/2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 2.45\text{m} \rightarrow M_Z = 17.34 \text{ KNm}$$

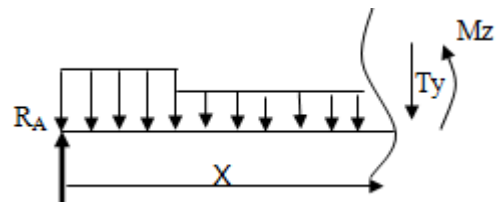


- Pour $2.45 \leq x \leq 3.85\text{m}$

$$T_y = R_A - q'_{ps} \times 2.5 - q'_{pl} (x - 2.5)$$

$$X = 2.45 \rightarrow T_y = -6.595 \text{ KN}$$

$$X = 3.85 \rightarrow T_y = -24.00\text{KN}$$



$$M_Z = R_A x - (q'_{ps} \times 2.5) (x - 1.2) - q'_{pl} \frac{(x - 2.5)^2}{2}$$

$$X = 2.45 \rightarrow M_Z = 15.99 \text{ KNm}$$

$$X = 3.85 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur

de $x = 1.89\text{m}$ d'où $M_Z^{\max} = 21.47\text{KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 21.47\text{KNm}$$

Aux appuis : $M_{sa} = -0.3 \times M_Z^{\max} = -6.441\text{KNm}$

En travée : $M_{st} = 0.85 \times M_Z^{\max} = 18.249\text{KNm}$

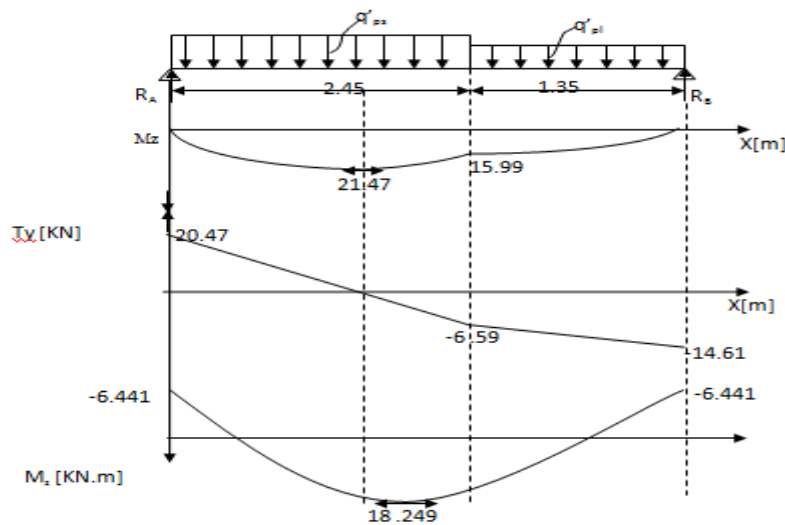


Figure III.3.5 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.3.6. Vérification à l'ELS:

III.3.6.1. Etat limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

III.3.6.2. Etat limite de compression dans le béton :

on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

- Aux appuis :

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

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.936 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.192 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0158$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6.441 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 201} = 263.352 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0158 \times 263.352 = 4.16 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.899 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.303 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.029$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{18.24 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565} = 276.23 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.029 \times 276.23 = 8.01 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.6.3. Etat limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{385} = 0.0389 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{385} = 0.0389 \leq \frac{18.24}{10(21.47)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

a) Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

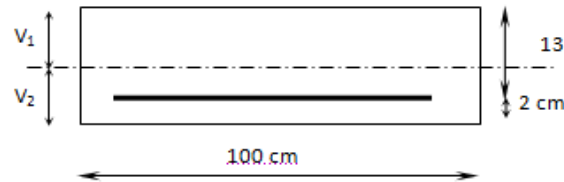
$$\text{Avec : } q_s = \max(q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max(10.826; 7.84) = 10.826 \text{ KN/mL}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$



$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 13) = 12351.75 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5.65) = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (7.79^3 + (7.21)^3) + 15 \times 5.65 \times (7.21 - 2)^2$$

$$I = 41551.61 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.826 \times 10^3 \times (3.95)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 41551.61 \times 10^{-8}} = 0.77 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0.79 \text{ cm} \quad f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4 Poutre palière :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encasté à ces extrémités dans les poteaux .

III.4.1.pré dimensionnement :

La poutre aura pour dimension $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$ (trouvé dans le chapitre 02).

III.4.1.1.Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_P = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$

La poutre palière supporte la moitié du mur :

Poids du mur $G_{\text{mur}} = p_{\text{mur}} \times h_0 / 2$

tel que h_0 : hauteur libre d'étage.

$$G_{\text{mur}} = 2.36 \times 2.71 / 2 = 3.19 \text{ KN/ml.}$$

$$G = G_{\text{mur}} + G_P = (3.19 + 2.62) = 5.81 \text{ KN/ml.}$$

L'effort tranchant a l'appui B :

$$\text{ELU : } T_u = 23.88 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 14.61 \text{ KN}$$

III.4.2.Calcul à L'ELU :

III.4.2.1 Calcul du moment et de l'effort tranchant :

le calcul se fera pour 1ml de longueur.

$$Q_u = 1.35G + T_u = 1.35 \times 5.81 + 23.88 = 31.81 \text{ KN/ml.}$$

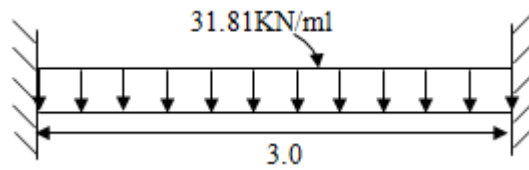


Figure III.4.1: Schéma statique de la poutre palière

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{31.724 \times 3.0^2}{8} = 35.690 \text{ kN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{31.724 \times 3.0}{2} = 47.586 \text{ kN.}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte M_0 par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

$$M_a = (-0.3) M_0 = -10.707 \text{ kN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 30.337 \text{ kN.m}$$

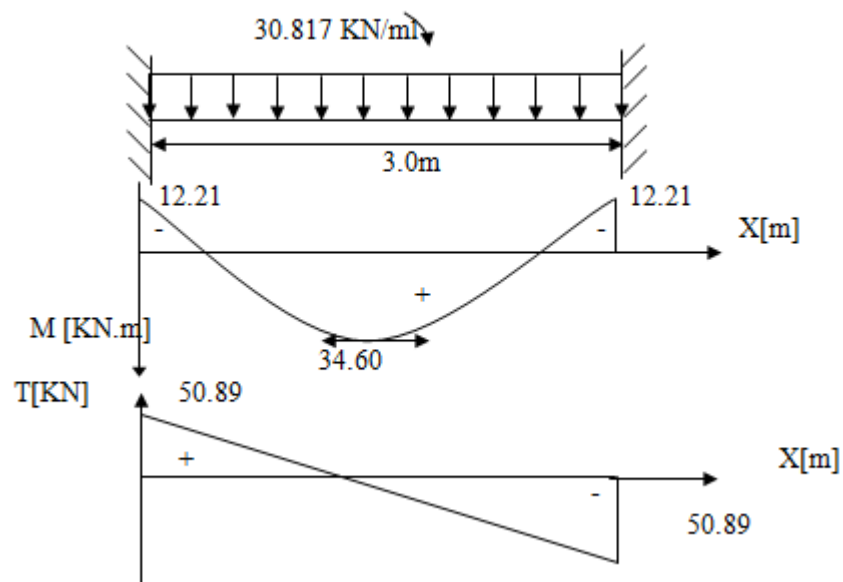
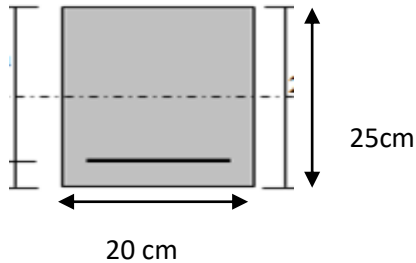


Figure III.4.2. Diagramme des efforts internes à L'ELU

III.4.2.2.Ferrailage :

- En travée :



$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35.78 \times 10^6}{200 \times (220)^2 \times 14.2} = 0.25$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.25 \Rightarrow \beta = 0.888$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{35.78 \times 10^3}{0.888 \times 22 \times 348} = 5.13 \text{ cm}^2$$

Soit

$$A_t = 3\text{HA}12(\text{filante}) + 3\text{HA}12(\text{chapeaux}) = 6.78 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis :

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.21 \times 10^6}{200 \times (220)^2 \times 14.2} = 0.08$$

$$u_b = 0.08 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.08 \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.21 \times 10^3}{0.958 \times 22 \times 348} = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

III.4.2.3. Vérifications :**III.4.2.4. Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > 0.53 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3. > 0.53 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.4.2.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{50.80 \times 10^3}{200 \times 220} = 1.154 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.4.2.6. Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14 (3 \times 12) = 113.04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{50.80 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 113.04} = 2.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

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

III.4.2.7. Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\Phi f_c}{4 \bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} = 42.328 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Soit } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

Soit un crochet de 20cm.

III.4.2.8.les armatures transversales :

$$\varphi_t = \frac{\varphi}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \quad \text{On prend } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

a) Vérification du diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_i \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right) = \min(12, .30, 8.75) \text{ mm} = 8.75 \text{ mm}$$

. On prend un cadre et un étrier en **HA8 At = 4 HA 8 = 2.01 cm²**

b) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi, 30\right) = \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 12, 30\right) = 7.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}, \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

III.4.3. Etat limite de service L'ELS :

III.4.3.1 Calcul des moments et de l'effort tranchant

$$Q_s = G + \frac{T_s}{L} = 5.81 + \frac{12.21}{1 \text{ ml}} = 18.02 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{os} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{18.02 \times (3)^2}{8} = 20.27 \text{ KN.m}$$

$$L'effort tranchant : T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{18.02 \times 3}{2} = 27.03 \text{KN}$$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{os} = -6.08 \text{KN.m}$$

$$M_{St} = (0.85) \times M_{os} = 22.97 \text{KN.m}$$

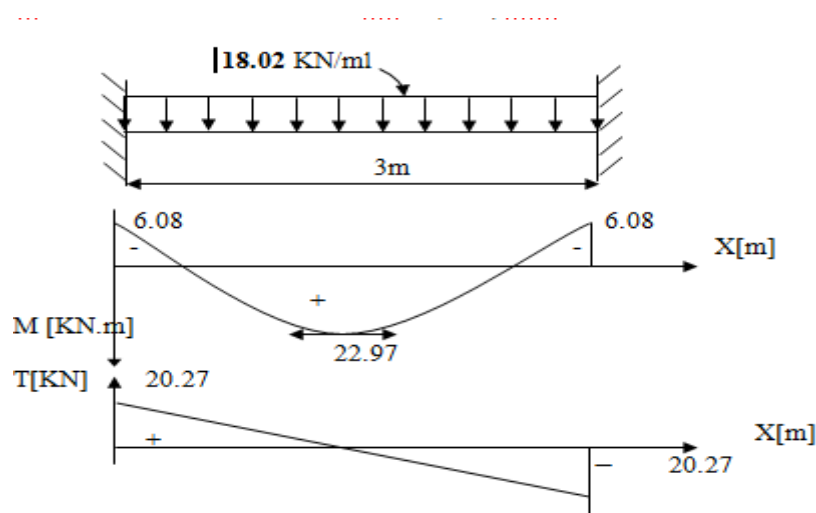


Figure III.4.3: Diagramme des efforts internes à L'ELS

III.4.4. Vérification des contraintes:

III.4.4.1. Etat limite de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 1.5}{20 \times 22} = 0.341 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 39.95 \\ \beta_1 = 0.909 \end{cases}$$

• La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6.08 \times 10^6}{0.909 \times 220 \times 1.5 \times 10^2} = 202.68 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.025 \times 202.68 = 5.06 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{20 \times 22} = 1.54 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 15.86 \\ \beta_1 = 0.838 \end{cases}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{22.97 \times 10^3}{0.838 \times 27 \times 5.13} = 197.89\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_s = k \times \sigma_s = 0.046 \times 197.89 = 9.10 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.4.2. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0.100 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0.100 > \frac{22.97}{10(20.27)} = 0.0113 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{20 \times 22} = 0.0115 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.5 Étude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III.5.1 Pré-dimensionnement :

La poutre aura pour dimension $b \times h = 25 \times 30 \text{cm}^2$ (trouvé dans le chapitre 02).

III.5.2. Évaluation des charges et surcharges :**a. Les charges permanentes :**

Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1.875 \text{ KN /ml}$.

Poids propre de l'acrotère : $G_{acr} = 0.6 \times 1.875 = 1.846 \text{ KN / ml}$.

Poids du plancher : $G_{plancher} = 5.88 \times \frac{0.65}{2} = 1.911 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : $G_M = 2.44 \times (3.06 - 0.35) = 6.612 \text{ KN/ml}$

$G_t = G_p + G_{acr} + G_{plancher} + G_{mur}$

$G_t = 10.33 \text{ KN/ml}$

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times (0.65/2) = 0.81 \text{ KN/ml}$$

c) Combinaisons de charges :

-ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 10.33 + 1.5 \times 0.81 = 15.16 \text{ KN/ml}$.

-ELS : $q_s = G + Q = 15.16 + 0.81 = 11.14 \text{ KN/ml}$.

III.5.3. Étude de la poutre à l'ELU :**III.5.3.1 Calcul des efforts :****a) Calcul des moments :**

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

En travée : $M_t = 0.85 \times \frac{q_u l^2}{8} = 0.85 \times \frac{15.16 \times 3^2}{8} = 14.49 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times \frac{q_u l^2}{8} = -0.3 \times \frac{15.16 \times 3^2}{8} = -5.11 \text{ KN.m}$

b) Calcul des réactions d'appuis :

$R_A = R_B = q_u \times L/2 = 15.16 \times 3/2 = 22.74 \text{ KN/ml}$

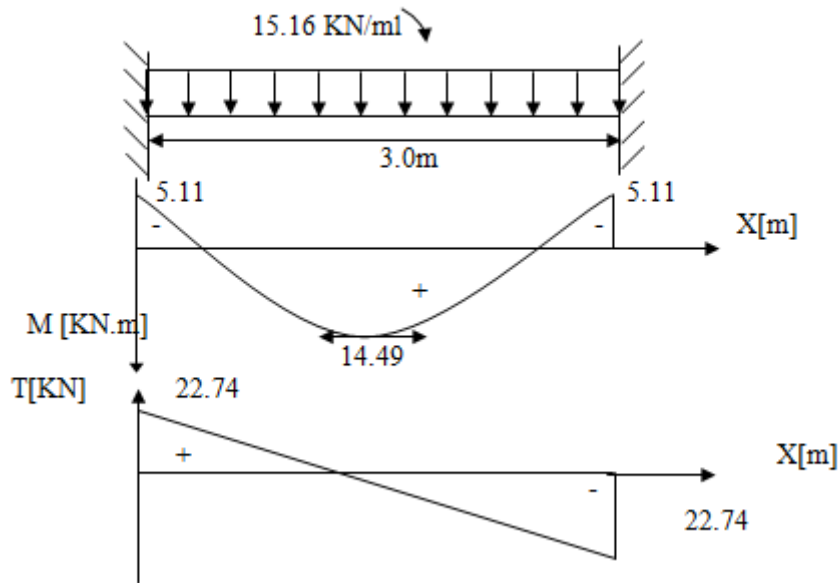


Figure III.5.2. : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

c) Ferrailage :

En travées : $h = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$.

$$\mu_t = \frac{M_t}{b f_{bu} d^2} = \frac{14.49 \times 1000}{20 \times 27^2 \times 14.2} = 0.069$$

$$\mu_t = 0.069 < \mu_r = 0.932 \text{ S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.069 \quad \beta = 0.965$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \delta_{st}} = \frac{15.16 \times 1000}{0.965 \times 27 \times 348} = 1.67 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

Aux appuis :

$$\mu_{ap} = \frac{M_{ap}}{b \times d^2 \times \delta_{bc}} = \frac{5.11 \times 1000}{20 \times 27^2 \times 14.2} = 0.024$$

$$= 0.024 < \mu_r = 0.392 \text{ S.S.A}$$

$$\mu_{ap} = 0.024 \quad \beta_1 = 0.872$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \times d \times \delta_{st}} = \frac{5.11 \times 1000}{0.872 \times 27 \times 348} = 0.623 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ap} = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$

III.5.4. Vérification à l'ELU :**III.5.4.1. Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2.$$

a) **En travée :** $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.815 \text{ cm}^2$

b) **Aux appuis :** $A_{ap} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.815 \text{ cm}^2$

III.5.4.1. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \}$$

(fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{22.74 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.421 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.5.4.2. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):

a) **Influence sur les aciers :**

$$A_{ap} \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{Mu}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(22.74 \times 10^3 + \frac{5.11 \times 10^6}{0.9 \times 270} \right) = 2.27$$

$A_{ap} = 3.39 \text{ cm}^2 > 2.27 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

b) **Influence sur le béton :**

$$T_u \text{ max} = 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 200 \times 0.9 \times 270 \times \frac{25}{1.5}$$

$T_u \text{ max} = 405 \text{ KN} > T_u = 22.74 \text{ KN}$ **Condition vérifiée**

III.5.5. Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\text{max}}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14 (3 \times 12) = 113.04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.74 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 113.04} = 1.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

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

III.5.5.1. Ecartement des barres :

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

a) En zone nodale :

$$At \geq 0.003 \times S \times b \quad S \leq \frac{At}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 20} = 30.45 \text{ cm}$$

$$St \geq \min \frac{h}{4}, 12\Phi = \min (7.5 \text{ cm}, 12 \text{ cm})$$

On prend : **St = 10 cm**

a) En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

on prend **St = 15 cm**

III.5.5.2. Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$.

III.5.6 Vérification à l'ELS :

a) Calcul des efforts :

-Calcul des moments :

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times \frac{q_s l^2}{8} = 0.85 \times \frac{11.14 \times 3^2}{8} = 10.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times \frac{q_s l^2}{8} = -0.3 \times \frac{11.14 \times 3^2}{8} = -3.75 \text{ KN.m}$$

-Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times L/2 = 11.14 \times 3/2 = 16.71 \text{ KN/ml}$$

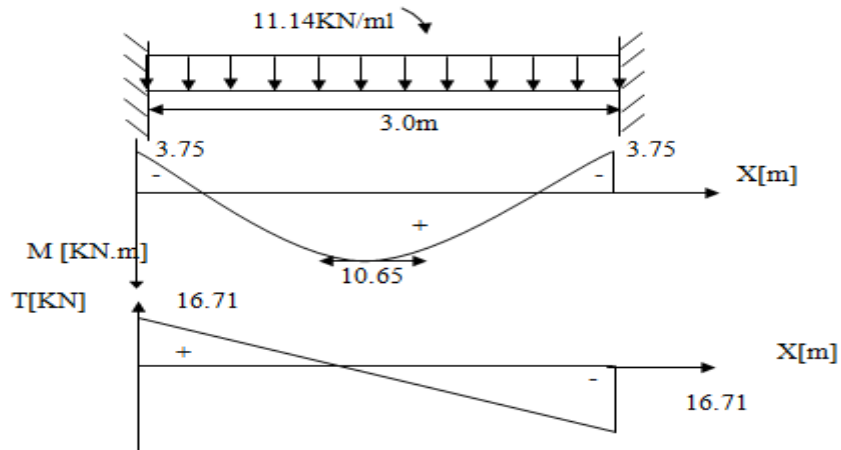


Figure III.5.3 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

b) Vérification des contraintes :

Etat limite de compression du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{app}}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 27} = 0.627$$

$$\rho_1 = 0.627 \rightarrow \beta_1 = 0.883 \rightarrow K_1 = 27.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{app} \times \beta \times d} = \frac{3.75 \times 10^6}{339 \times 270 \times 0.883} = 46.39\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{46.39}{27.73} = 1.67\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.67\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ Condition est vérifiée.

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 27} = 0.627$$

$$\rho_1 = 0.627 \Rightarrow \beta_1 = 0.883 \Rightarrow K_1 = 27.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \times \beta \times d} = \frac{10.65 \times 10^6}{339 \times 270 \times 0.883} = 13.17\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{13.17}{27.73} = 4.75\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.75\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ Condition est vérifiée

III.5.7. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{300} = 0.0833 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{25}{300} = 0.0833 > \frac{11.14}{10(15.16)} = 0.0825 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{B \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 22} = 0.005 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Les armatures longitudinales:

En travée : **3HA12**

Aux appuis : **3HA12**

Les armatures transversales : Cadre et épingle en **HA8**

III.6. Dalle de la salle machine

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, de surface égale à $(1.60 \times 1.50 = 2.40\text{m}^2)$ pouvant charger huit personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes. La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu de panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :

$$M_{x1} = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson

Avec : M_1, M_2 : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports

suivants $\rho = \frac{L_x}{L_y}, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

u, v : dimensions du rectangle sur le qu'el s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton

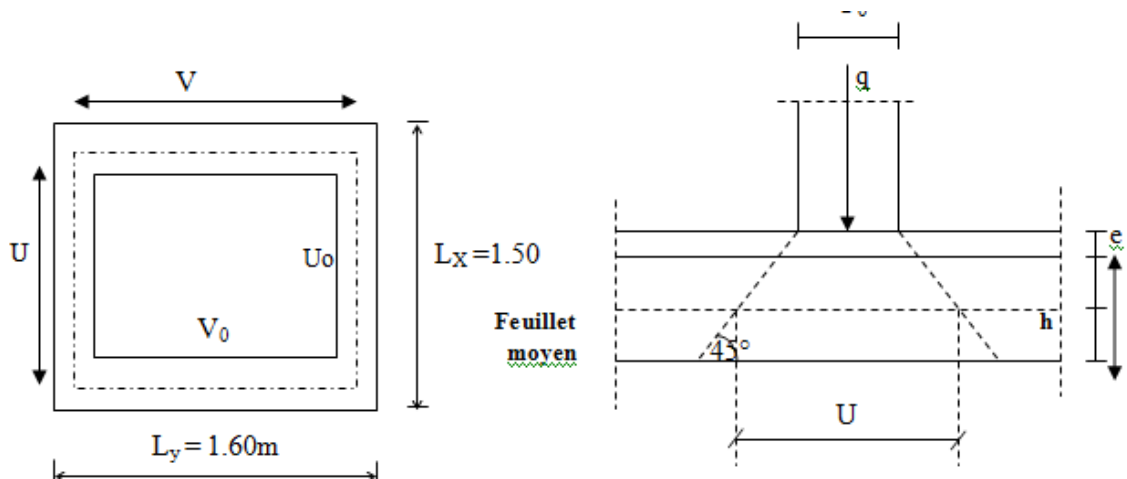


Figure III.6.1 : Schéma de salle machine

$$u = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + k \cdot e + h_0$$

Avec : h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15$ cm).

e . épaisseur du revêtement ($e = 5$ cm).

K : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

u_0, v_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($u_0 = v_0 = 80$ cm).

D'où: $u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105$ cm.

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105$$
 cm.

III.6.1. Calcul des efforts :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{1.60} = 0.9 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{150} = 0.7 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{200} = 0.656 \end{array} \right. \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons après interpolation :

$$M_1 = 0.072 .$$

$$M_2 = 0.057 .$$

- **Calcul des moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :**

$$\text{A l'ELU : } \mathbf{V} = \mathbf{O} \implies M_{x1} = q_u M_1$$

$$M_{x2} = q_u M_2$$

$$\text{Avec : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{D'où : } M_{x1} = 121.5 \times 0.072 = 8.748 \text{ KN.m.}$$

$$M_{x2} = 121.5 \times 0.057 = 6.925 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Avec : μ_x , μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ .

$$\mu_x = 0.0458.$$

$$\mu_y = 0.778$$

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

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1.00) \times 1\text{m} = 8.0475 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{d'où: } M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 1.252 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{ox2} = 0.974 \text{ KN.m.}$$

• **Superposition des moments :**

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 12.15 + 1.252 = 13.402 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 10.084 + 0.974 = 11.058 \text{ KN.m.}$$

Remarque: Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

-Moment en travée : $M_t = 0.85M$

$$M_{xt} = 0.85M_{ox} = 11.391 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_{oy} = 9.399 \text{ KN.m}$$

-Moment aux appuis : $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{ox} = -4.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{oy} = -3.317 \text{ KN.m}$$

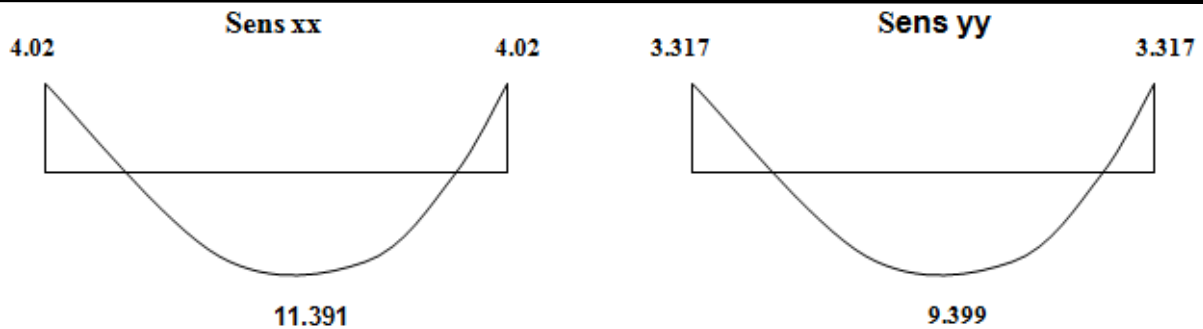


Figure III.6.2 : Les moments dans les deux sens à L'ELU

III.6.2. Calcul de la section d'armature :

III.6.2.1. Sens x-x :

- En travée :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{x,t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.391 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.047$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.047 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.047 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.975$$

$$A_t = \frac{M_{x,t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.391 \cdot 10^3}{0.975 \times 13 \times 348} = 2.58 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

- Aux appuis :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.06 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.017$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.017 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.017 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.02 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 0.896 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.6.2.2.Sens y-y :

- **En travée :**

Calcul du moment réduit $\mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.399 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.04$

On a : $\mu_b = 0.04 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA$

$$\mu_b = 0.04 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.98$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{9.399 \times 10^3}{0.98 \times 13 \times 348} = 2.12 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

- **Calcul du moment réduit :** $\mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.317 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$

On a : $\mu_b = 0.014 < \mu_l = 0.392$

$$\mu_b = 0.014 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{3.317 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.738 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.6.3 Vérification à l'ELU :**III.6.3.1. Diamètre minimaux des barres :**

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Or : $\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

III.6.3.2. Ecartement des barres (Art A82.42, BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

Armatures // à l_x : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

$25 < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Armatures // à l_y : $S_t = 20 \text{ cm} < (4h, 45 \text{ cm})$.

$25 < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

III.6.3.3. Condition de non fragilité (Art A421, BAEL 91) :

$$A \geq A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)}{2} \times b \times h = \frac{0.0008 \times (3 - 0.9)}{2} \times 100 \times 15 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

III.6.3.4. Condition de non poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art5.2.42}).$$

Avec U_c : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen .

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm} = 4.2\text{m}.$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5\text{KN}.$$

$$N_u = 121.5 < 0.045 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 4.2 = 472.5\text{KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

III.6.4.5. Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57\text{KN}.$$

Au milieu de

$$V \Rightarrow T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38.57}{1 \times 0.13} = 296.7\text{KN/m}^2 = 0.29\text{MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167\text{MPa}$$

Alors aucune armature de l'effort tranchant n'est récuse.

III.6.5. calcul à l'ELS :**III.6.5.1. Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

Avec : $q_s = G = 90 \text{ KN}$.

$$v = 0.2.$$

Donc : $M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0.1 + 0.2 \times 0.083) = 10.5 \text{ KN.m}$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0.083 + 0.2 \times 0.1) = 9.27 \text{ KN.m}$$

III.6.5.2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1.00 = 5.85 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ox2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0458 \times 5.85 (1.5)^2 = 0.602 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy2} = \mu_y M_{ox2} = 0.778 \times 0.602 = 0.469 \text{ KN.m.}$$

III.6.5.3. Superposition des moments :

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 10.5 + 0.602 = 11.102 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 9.27 + 0.469 = 9.739 \text{ KN.m}$$

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 9.95 + 0.669 = 10.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 7.43 + 0.458 = 7.88 \text{ KN.m.}$$

- **Remarque:** Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

- **Moment en travée :** $M_t = 0.85M$

$$M_{xt} = 0.85M_{ox} = 9.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_{oy} = 8.27 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{0x} = -3.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{0y} = -2.92 \text{ KN.m}$$

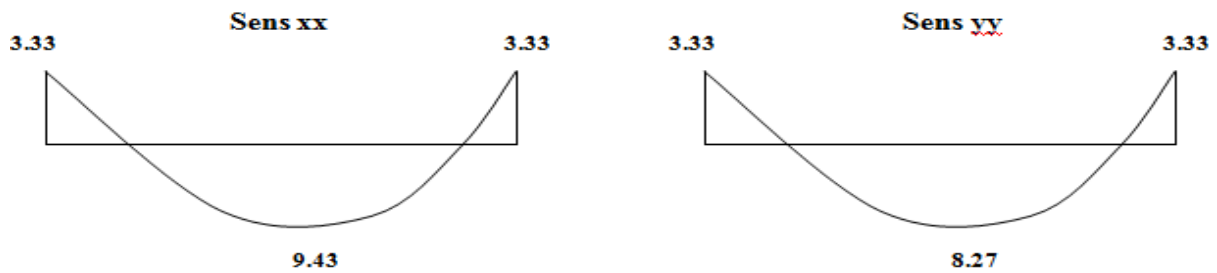


Figure III.6.2 : Les moments dans les deux sens à L'ELU

III.6.6 Vérification à L'ELS :

III.6.6.1. Contrainte de compression dans le béton :

- Sens x-x :(sens le plus défavorable).

- Aux appuis :

$$M_a = 3.33 \text{ KN.m .}$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad \Rightarrow \quad k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.33 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 136.153 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 136.153 = 2.17 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :** $M_t = 9.43 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{9.43 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 250.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 250.8 = 5.016 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Remarque : les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens .

III.6.6.2. Diamètre maximal des barres (ART A-7-2-1 DU BAEL91) :

$$\text{On doit vérifier que : } \Phi_{\max} \leq \frac{Ht}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\Phi = 8 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.6.6.3. Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

III.7. Porte à faux

Introduction :

Le porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

III.7.1. Dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

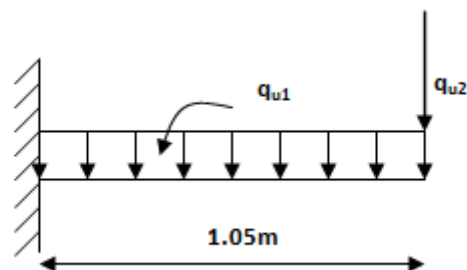


Figure III.7.1 : Schéma statique de la porte à faux

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{105}{10} = 10.5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 15 \text{ cm}$

III.7.2. Détermination des charges et surcharges :

III.7.2.1. Charges permanentes :

- La dalle

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

- Mur extérieur

$$G_{\text{Total}} = 2.36 \text{ KN/m}^2$$

III.7.2.2. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \text{KN/m}^2$$

III.7.2.3. Calcul à l'ELU :

La porte à faux est calculée en flexion simple.

-Combinaison des charges : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$\text{Dalle : } q_{u1} = [(1.35 \times 5.39) + 1.5 (1.5)] \times 1 = 9.526 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{u2} = (1.35 \times 2.36 \times 2.86) \times 1 = 9.112 \text{ KN}$$

-Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

Moment provoqué par la charge « q_{u1} »

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{9.526 \times 1.05^2}{2} = 5.25 \text{KN.m}$$

Moment provoqué par la charge « q_{u2} »

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \cdot l = 9.112 \times 1.05 = 9.567 \text{KN.m}$$

Le moment total

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 14.81 \text{KN.m}$$

-Calcul des armatures à ELU :

$$M_u = 14.81 \text{KN.m}; b = 100 \text{cm}; d = 12 \text{cm}$$

- **Armatures principales**

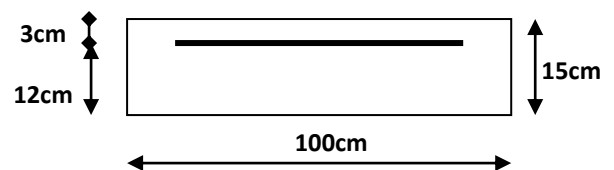


Figure.III.7.2. section d'armatures.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.81 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.072$$

$$\mu = 0.072 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.072 \Rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{14.81 \times 10^5}{0.963 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12/\text{ml} \rightarrow 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition** : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10/\text{ml} \rightarrow 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III.7.2.4 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 12 \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

- **Effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 9.567 \times 1.05 + 5.25 = 15.295 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{15.30 \times 10}{100 \times 12} = 1.275 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = 1.275 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.30 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 0.75 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

III.7.2.5. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- **Armatures principales**

$$A_s \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } V_u = 17.30 \text{KN}$$

$$\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17.30 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 49.73 \text{mm}^2 = 0.4973 \text{cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{cm}^2 > 0.4973 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.7.2.6.vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 100 \times 12 \frac{2500}{1.5} = 800 \text{KN}$$

$$V_u = 24.45 \text{KN} < 800 \text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.7.2.7.Ancrage des barres :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad (\text{Art. A.6.1,23/BAEL91})$$

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

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{cm} \\ L_S = 40 \emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm} \end{array} \right.$$

$$L_S = 48 \text{ cm}$$

$$L_{cr} = 0.4 L_S = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{cm} \quad \text{soit } L_{cr} = 20 \text{cm}$$

III.7.3. Vérification à l'ELS :

➤ **Combinaison des charges :** $q_{s1} = G + Q$

$$\text{Dalle : } q_{s1} = 5.39 + 1.5 = 6.89 \text{KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{s2} = 2.36 \times 1 \times 2.86 = 6.75 \text{KN/ml}$$

➤ **Calcul du moment d'encastrement**

Moment provoqué par la charge « q_{s1} »

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{6.89 \times 1.05^2}{2} = 1.89 \text{KN.m}$$

Moment provoqué par la charge « q_{s2} »

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \cdot l = 6.89 \times 1.05 = 7.23 \text{KN.m}$$

Le moment total

$$M_S = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 1.89 + 7.23 = 9.12 \text{KN.m}$$

III.7.3.1. Vérification des contraintes :

a) Acier

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa} \quad \sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{St}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{St}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.4708 \Rightarrow \beta_1 = 0.896 \quad ; \quad K_1 = 33.08$$

$$\sigma_s = \frac{9.12 \times 10^5}{0.896 \times 12 \times 565} = 150.126 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \Rightarrow \quad \text{Donc la section d'acier est vérifiée.}$$

b) Béton :

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = k\sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33.08} = 0.030$$

$$\sigma_b = 0.030 \times 150.126 = 4.5\text{MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.7.3.2. vérification de l'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.7.3.3. Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{105} = 0.142 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{105} = 0.142 > \frac{16.2}{10(16.2)} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.8. Les balcons

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales. Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. Leur épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent. $e_p = 15\text{cm}$

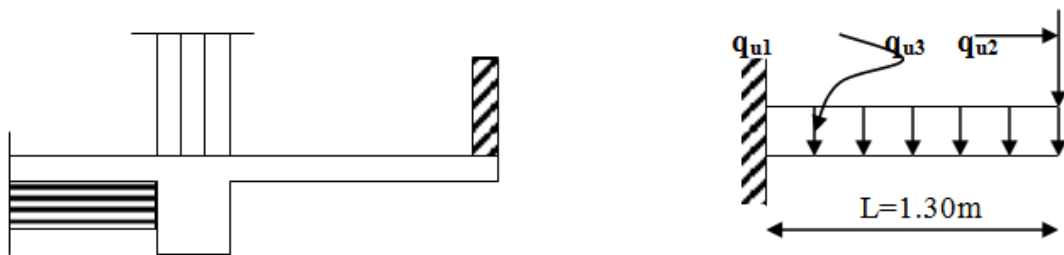


Figure III.8.1: Schéma statique du balcon

III.8.1. Détermination des charges et surcharges

- La dalle

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

- Garde corps

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2x0.02	0.72
			$G = 1.7 \text{ KN/m}^2$

Tableau III.8.1. Les charges permanentes du garde-corps

III.8.2.Calcul à l'ELU

Le balcon est calculé en flexion simple.

III.8.2.1. Combinaison des charges :**a. A l'ELU :**

$$\text{Dalle : } q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times l = [(1.35 \times 5.31) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 12.53 \text{KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{u2} = 1.35 \times (1.7 \times 0.8 \times 1) = 1.83 \text{KN}$$

b. A l'ELS :

$$\text{Dalle : } q_{s1} = G + Q = [5.31 + 3.5] \times 1 = 8.89 \text{KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{s2} = 1.7 \times 0.8 \times 1 = 1.36 \text{KN}$$

III.8.2.2.Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

a) A l'ELU :

- **Moment provoqué par la charge « q_{u1} »**

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12.53 \times 1.30^2}{2} = 10.58 \text{KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{u2} »**

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \times l = 1.83 \times 1.30 = 2.38 \text{KN.m}$$

- **Le moment total**

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 12.95 \text{KN.m}$$

b) A L'ELS :

- **Moment provoqué par la charge « q_{s1} »**

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8.89 \times 1.30^2}{2} = 7.51 \text{KN}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{s2} »**

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \times l = 1.36 \times 1 \times 1.30 = 1.77 \text{KN.m}$$

- **Le moment total :**

$$M_S = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 9.28 \text{KN.m}$$

III.8.2.3. Calcul des armatures à L'ELU :

$$M_u = 12.95 \text{KN.m} \quad ; \quad b = 100 \text{cm} \quad ; \quad d = 12 \text{cm}$$

a) Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12.95 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.091$$

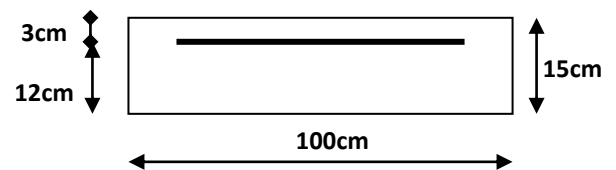
$$\mu = 0.091 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.091 \Rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.95 \times 10^5}{0.952 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3.25 \text{cm}^2$$

$$A_s = 3.25 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12/\text{ml} \rightarrow 5.65 \text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm}$$



b) Armatures de répartition

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

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10/\text{ml} \rightarrow 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III.8.2.4 Vérification à l'ELU :**a) . Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) . d . b = 0.23 \times 100 \times 12 \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

• calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.53 \times 1.3 + 1.83 = 29.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{29.80 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.248 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0.248 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n \pi \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.80 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 0.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

d) espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :

Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow$ Vérifiée.

Armature de répartition : $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow$ Vérifiée.

III.8.2.5. calcul de la longueur d'ancrage :

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

soit $L_s = 50 \text{ cm}$

$$L_{cr} = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

a) Vérification des contraintes à L'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

b) Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6mm \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.471.$$

$$\rho = 0.471 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.896$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{9.28 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 152.760 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s .$$

c) Vérification des contraintes dans le béton :

Etat limite de compression de béton : (Art A452 du BAEL91) : Pour une section rectangulaire ($b \times h$), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier σ_{bc} .

$$\alpha_u = \frac{y}{d} \left\langle \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right\rangle \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} .$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.95}{9.28} = 1.395$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.398 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.199 + 0.25 = 0.449 > 0.1126 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

la section est justifiée vis-à-vis de la compression

d) Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0.117 > \frac{9.28}{10(12.95)} = 0.71 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Chapitre IV

Modélisation de la structure



Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est souvent complexe ; pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenue indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques tels que ETABS, ROBOT et SAP; sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF) qui est une généralisation de la méthode de déformation qui considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments .

Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

IV.1. Description du logiciel ETABS :

ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Il permet de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration ce qui facilite l'interprétation des résultats. Il permet également le transfert des données avec d'autres logiciels.

IV.2. Les étapes de la modélisation :

Les principales étapes sont les suivantes :

IV.2.1. Introduction de la géométrie du modèle :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.



Figure IV.1 : Choix de l'unité

b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**.

La fenêtre suivante s'ouvre et on clique sur **No**.

Cette option nous permet d'introduire les caractéristiques des structures, dans la boîte de dialogues qui apparaît :

- Number lines in X direction : Le nombre de lignes dans la direction X
- Number lines in Y direction : Le nombre de lignes dans la direction Y
- Spacing in X direction : Longueur de travée dans le sens de X entre axes
- Spacing in Y direction : Longueur de travée dans le sens de Y entre axes
- Number of stories : Le nombre d'étage
- Typical story height : La hauteur d'étage courant
- Bottom story height : La hauteur d'étage en bas

The dialog box is titled 'New Model' and contains the following settings:

- Grid Dimensions (Plan):**
 - Uniform Grid Spacing
 - Number Lines in X Direction: 8
 - Number Lines in Y Direction: 4
 - Spacing in X Direction: 3.55
 - Spacing in Y Direction: 4.10
 - Custom Grid Spacing
- Story Dimensions:**
 - Simple Story Data
 - Number of Stories: 7
 - Typical Story Height: 3.06
 - Bottom Story Height: 4.25
 - Custom Story Data (with 'Edit Story Data...' button)
- Units:** KN-m
- Add Structural Objects:**
 - Steel Deck
 - Staggered Truss
 - Flat Slab
 - Flat Slab with Perimeter Beams
 - Waffle Slab
 - Two Way or Ribbed Slab
 - Grid Only** (highlighted)

Buttons: OK, Cancel

Figure IV.2 : Introduction des caractéristiques géométriques de base

c) Modification de la géométrie de base :

On clique sur **Custom Grid Spacing** puis **Edit Grid**.

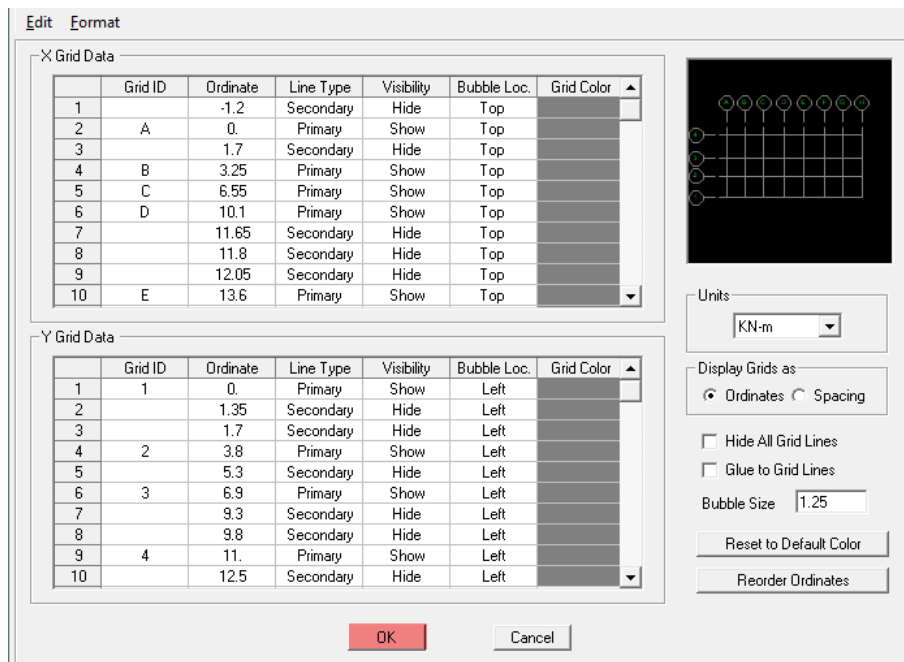


Figure IV.3 : Modification des distances des trames suivant X-X et Y-Y.

On clique sur **Custom Story Data** puis **Edit Story Data**

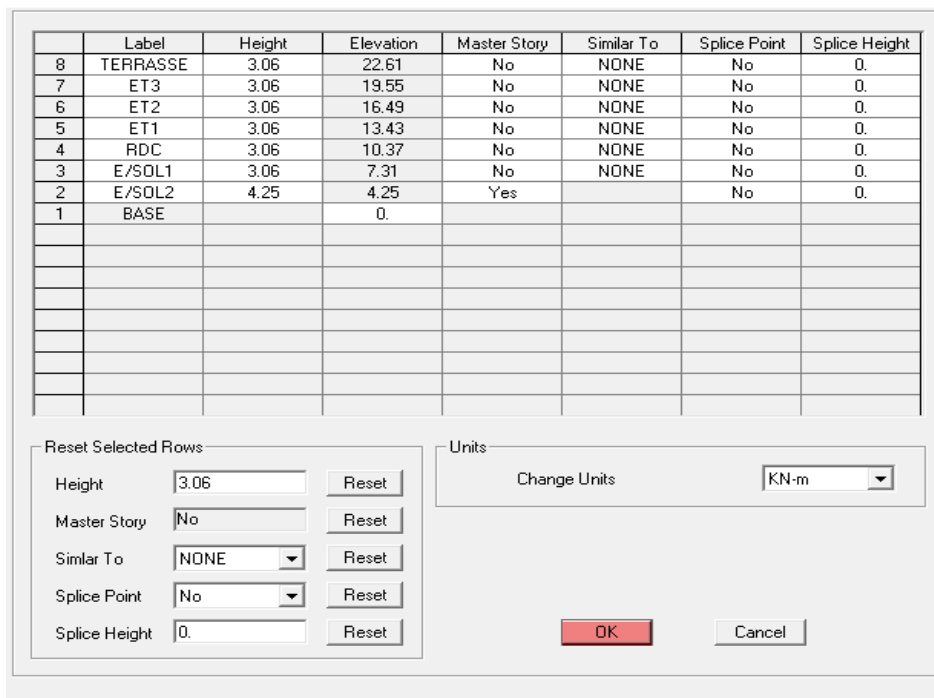


Figure IV.4 : Modification des hauteurs et des noms des niveaux

Après introductions des données précédentes, on valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

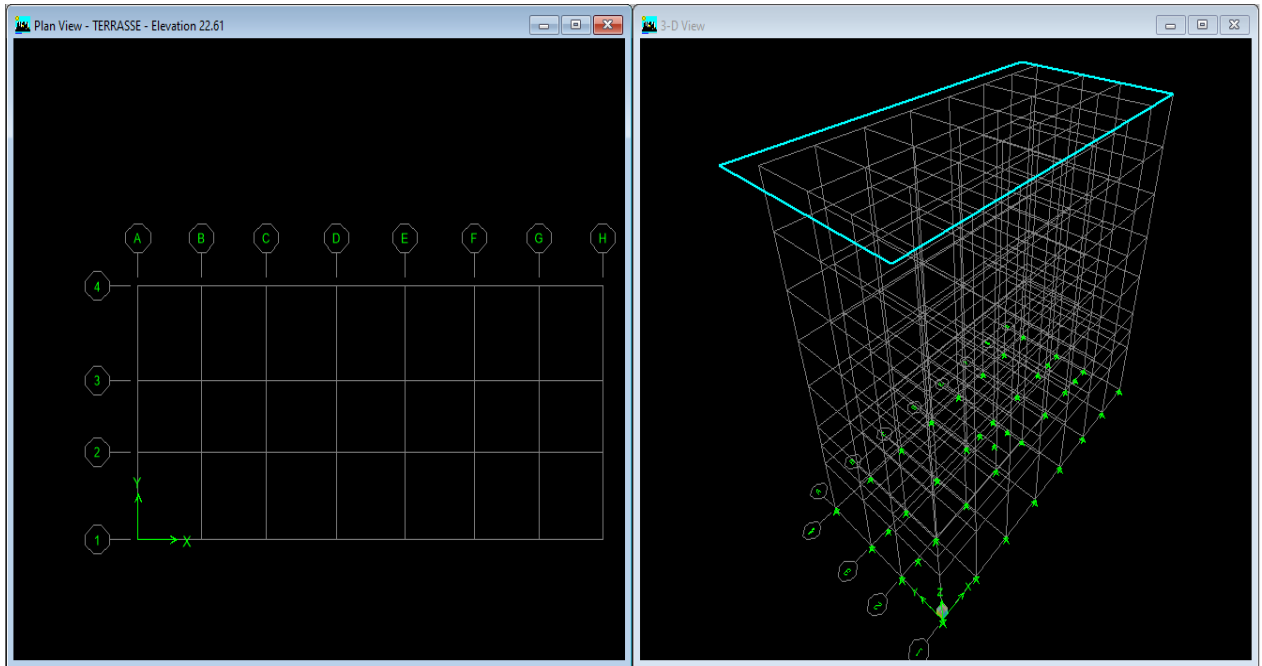


Figure IV.5 : Géométrie de base de la structure

IV.2.2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux.

On clique sur **Define** puis **Materials properties**

On sélectionne **CONC** et on clique sur **Modify/Show Material**, et on refait les mêmes étapes pour le matériau **OTHER**.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.


Material Name <input type="text" value="BETON25"/>		Display Color Color 	
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Type of Design Design <input type="text" value="Concrete"/>	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	<input type="text" value="2.5"/>	Specified Conc Comp Strength, f'c	<input type="text" value="25000."/>
Weight per unit Volume	<input type="text" value="25."/>	Bending Reinf. Yield Stress, fy	<input type="text" value="400000."/>
Modulus of Elasticity	<input type="text" value="32164200."/>	Shear Reinf. Yield Stress, fys	<input type="text" value="400000."/>
Poisson's Ratio	<input type="text" value="0.2"/>	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	<input type="text" value="9.900E-06"/>	Shear Strength Reduc. Factor	<input type="text"/>
Shear Modulus	<input type="text" value="13401750."/>		
<input type="button" value="OK"/>		<input type="button" value="Cancel"/>	

Figure IV.6 : Définition du matériau béton


Material Name <input type="text" value="OTHER"/>		Display Color Color 	
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Type of Design Design <input type="text" value="None"/>	
Analysis Property Data		Design Property Data	
Mass per unit Volume	<input type="text" value="0"/>		
Weight per unit Volume	<input type="text" value="0"/>		
Modulus of Elasticity	<input type="text" value="1.999E+08"/>		
Poisson's Ratio	<input type="text" value="0.3"/>		
Coeff of Thermal Expansion	<input type="text" value="1.170E-05"/>		
Shear Modulus	<input type="text" value="76884615."/>		
<input type="button" value="OK"/>		<input type="button" value="Cancel"/>	

Figure IV.7 : Définition du matériau OTHER (corps creux)

IV.2.3. Spécification des propriétés géométriques des éléments :

a) Poutres et poteaux :

On clique sur **Define** puis **Frame sections**

Dans l'icône Properties on sélectionne tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis on clique sur **Delete Property**.

Et on clique sur : **Add I/Wide Flange** puis **Add Rectangular** pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux.

La fenêtre si dessous vas s'afficher et les valeurs à introduire varie selon que ce soit des :

- Poteaux :

Poteaux 45×45 cm²

Poteaux 40×40 cm²

Poteaux 35×35 cm²

Poteaux 30x30 cm²

Poteaux 25x 25cm²

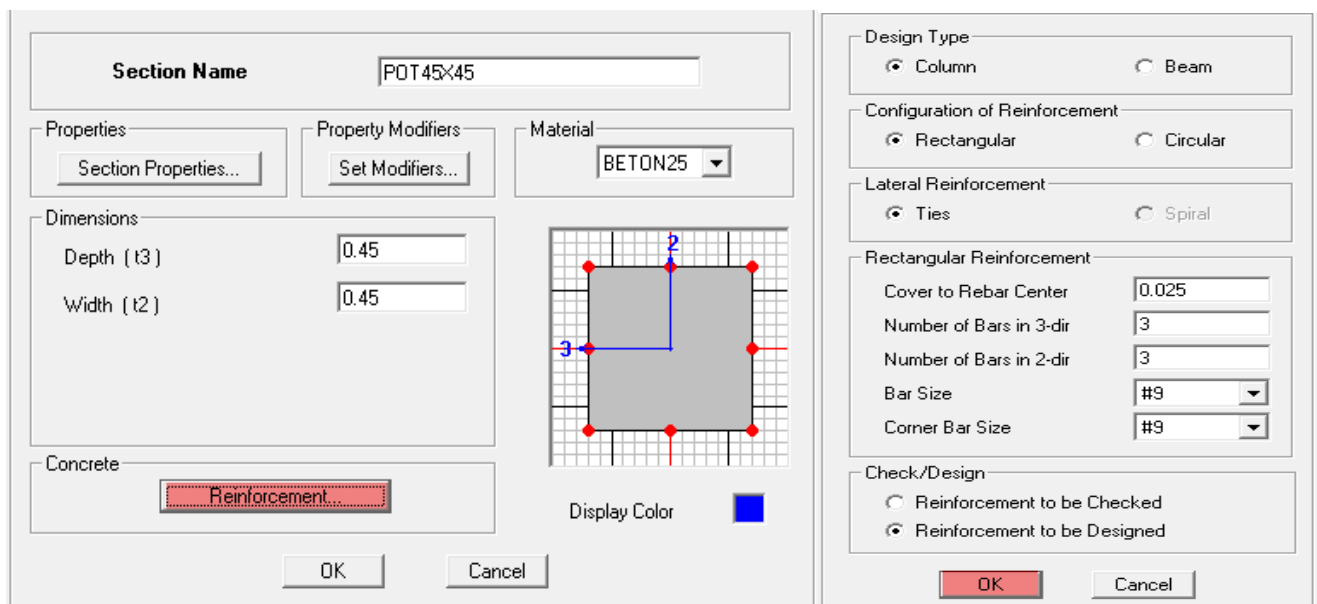


Figure IV.8 : Définition des poteaux

- Poutres :
 - Poutres principales $30 \times 40 \text{ cm}^2$.
 - Poutres secondaires $30 \times 35 \text{ cm}^2$.
 - Poutres de chaînage $25 \times 30 \text{ cm}^2$.
 - Poutres palières $30 \times 35 \text{ cm}^2$

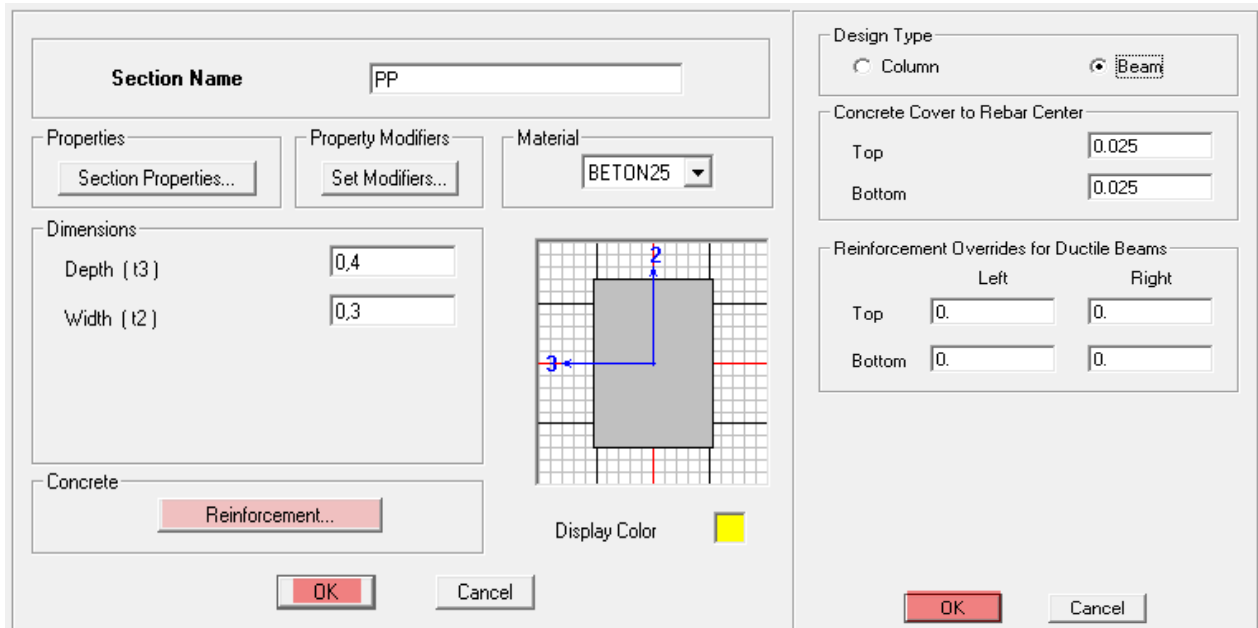


Figure IV.9 : Définition des poutres

b) Planchers et voiles :

On clique sur **Define** puis **Wall/slab/Deck Sections**

- Dalle en corps creux et dalle pleine : on sélectionne **Add new slab**

The figure shows two side-by-side dialog boxes for defining slab sections. Each dialog has the following fields and options:

- Section Name:** Text input field (BALCON on the left, PEC on the right).
- Material:** Dropdown menu (BETON25 on the left, OTHER on the right).
- Thickness:** Two input fields: Membrane (0.15 on the left, 0.2 on the right) and Bending (0.15 on the left, 0.2 on the right).
- Type:** Radio buttons for Shell, Membrane, and Plate (Plate is selected in both). A checkbox for Thick Plate is present but unchecked.
- Load Distribution:** A checkbox for Use Special One-Way Load Distribution (checked in both).
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (with a color swatch), OK, and Cancel.

Figure IV.10 : Définition des planchers

- Les voiles : on sélectionne **Add new wall**

The figure shows two side-by-side dialog boxes for defining wall sections. Each dialog has the following fields and options:

- Section Name:** Text input field (VOILE20 on the left, VOILE25 on the right).
- Material:** Dropdown menu (BETON25 on both).
- Thickness:** Two input fields: Membrane (0.20 on the left, 0.25 on the right) and Bending (0.20 on the left, 0.25 on the right).
- Type:** Radio buttons for Shell, Membrane, and Plate (Shell is selected in both). A checkbox for Thick Plate is present but unchecked.
- Load Distribution:** A checkbox for Use Special One-Way Load Distribution (unchecked in both).
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (with a color swatch), OK, and Cancel.

Figure IV.11 : Définition des voiles

IV.2.4. Affectation des éléments définis au modèle :

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :

a) Poteaux : on clique sur l'icône



Une boîte de dialogue apparaît, on sélectionne dans **Property of Object** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant, et on les place selon le plan d'architecture.

- E/sol 02 : 45x45 cm²
- RDC et E/sol 01 : 40x40 cm²
- ET1 et ET2 : 35x35 cm²
- ET3 et ET4 : 30x30 cm²

Property	POT45X45
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0

b) Poutres : on clique sur l'icône



Une boîte de dialogue apparaît et on sélectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer puis on sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

- Poutres principales 30x40 cm².
- Poutres secondaires 30x35 cm².
- Poutres de chaînage 25x30 cm².
- Poutres palières 30x35 cm²

Type of Line	Frame
Property	PP
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0

c) Dalles : on clique sur l'une de ces icônes



Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on sélectionne dans **Property** le type de planchers et on les modélise.

- Plancher corps creux
- Dalles pleines

Property	PEC
Local Axis	0.

d) Voiles : on clique sur l'une de ces icônes



Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on sélectionne dans **Property** le type de voiles et on les modélise.

- Voiles 25
- Voiles 20

Type of Area	Pier
Property	VOILE20
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No

Toutes les étapes précédentes nous ferons aboutir à la structure suivante :

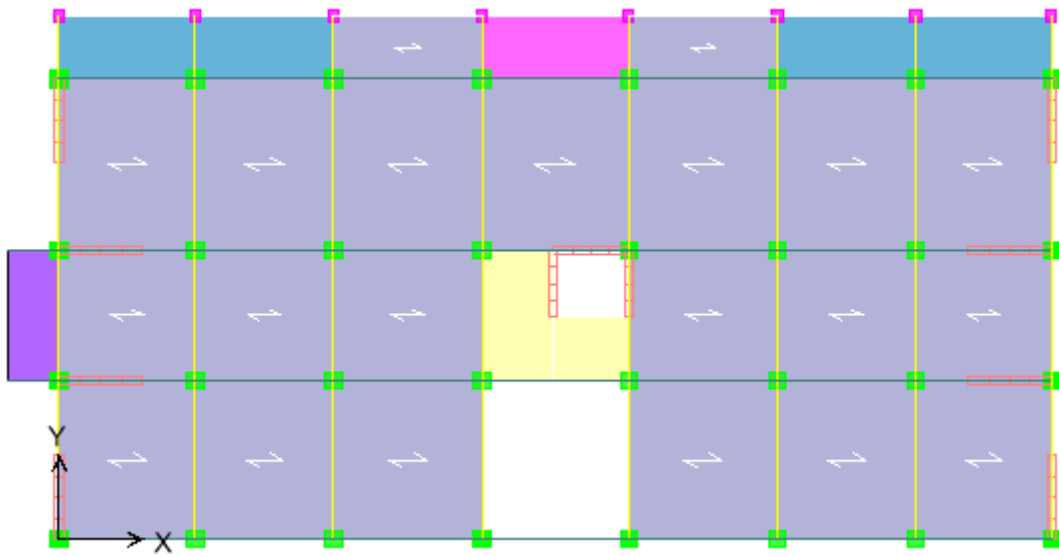


Figure IV.12 : Vu 2D de la structure

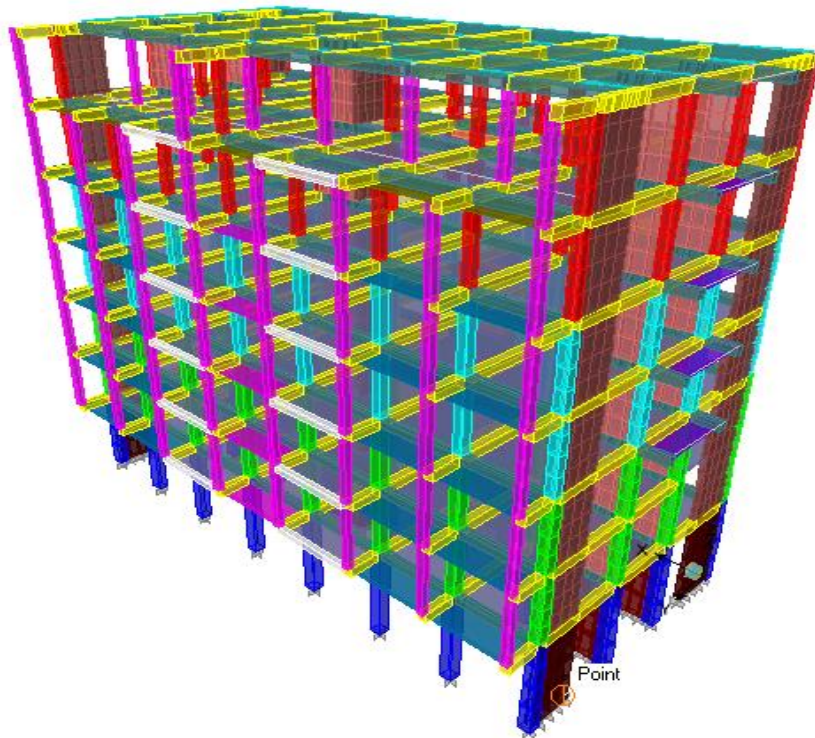


Figure IV.13 : Vu 3D de la structure

IV.2.5. Définition des charges statiques :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q). Pour les définir on clique sur **Define** puis sur **Static Load Cases** et pour changer le nom des charges on clique sur **Modify load**.

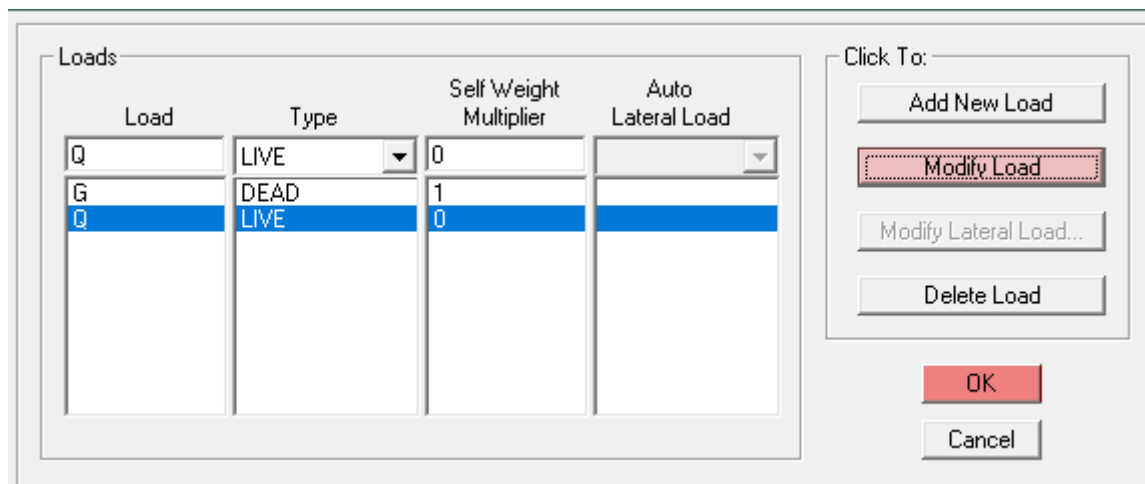


Figure IV.14 : Définition des cas de charges statiques

IV.2.6. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003 :

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation l'application de calcul RPA99.

Les données à introduire dans le logiciel :

- Zone sismique :

Tizi Ouzou est classée selon le **RPA 99 (version 2003)** comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

- Groupe d'usage :

Ouvrages courants ou d'importance moyenne (**RPA 2003/ Art 3.2**).

- Coefficient de comportement R :

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction de système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA.

On prend : $R = 5$

- Amortissement :

Structure mixte on prend 8.5 %

- Site :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Dans notre cas c'est un site meuble : **S3**

- Facture de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de

- Les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan
- Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum Pq$$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

Critères q	Observé / non	Pq	Q
Les conditions minimales sur les fils de contreventement.	oui	0	1.10
La régularité en plan	oui	0	
La régularité en élévation	non	0,5	
La redondance en plan	non	0,5	
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	

Tableau IV.1 : Critères de qualité sens X-X et Y-Y

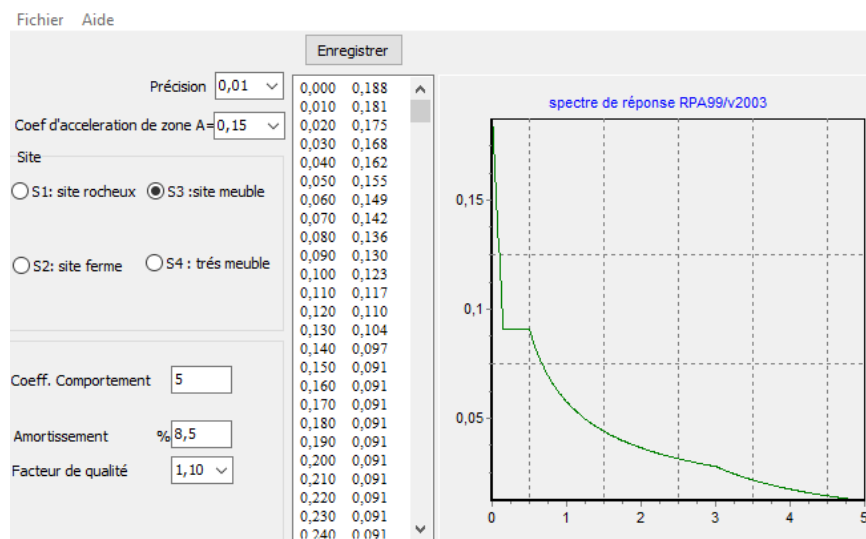


Figure IV.15 : Réponse du spectre

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on enregistre d'abord les valeurs dans un fichier texte puis on clique sur **Define Reponse** ensuite **Spectrum Function** et on selectionne **Spectrum from file**.

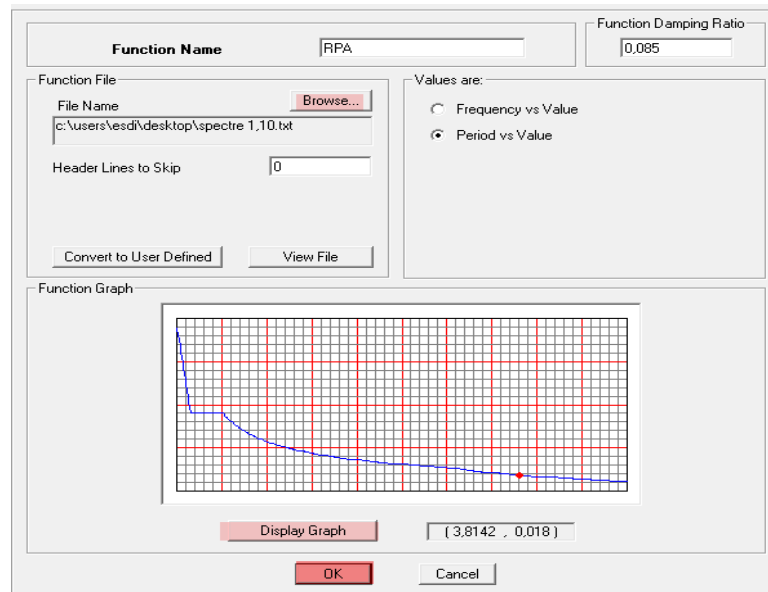


Figure IV.16 : Définition de la Réponse du spectre dans ETABS

IV.2.7. Définition de la charge sismique E :

On clique sur **Define ; Reponses spectrum** puis **Add New Spectrum**

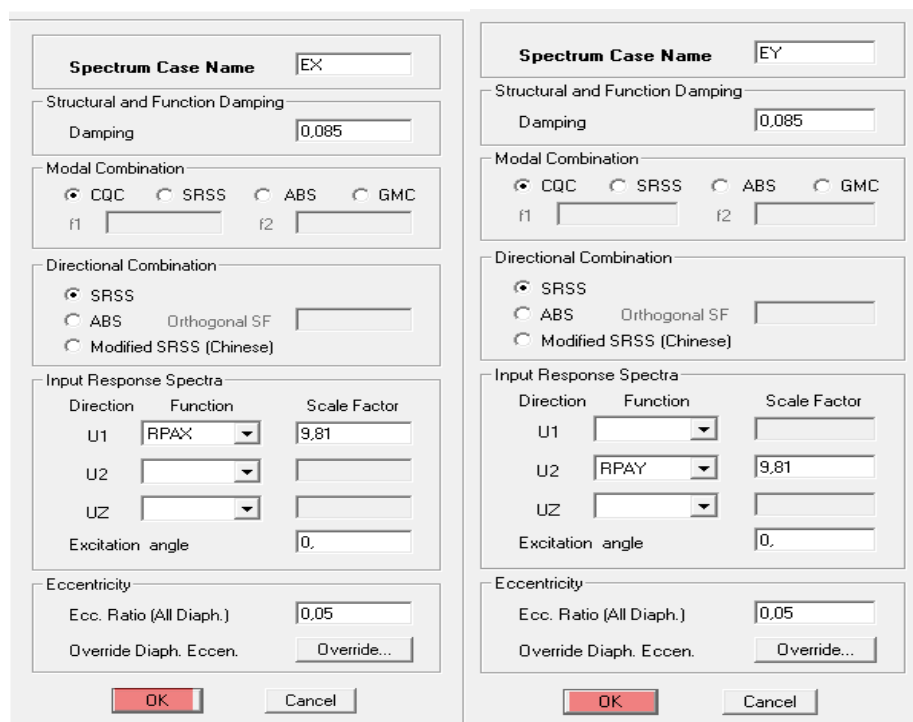


Figure IV.17 : Définition de la charge sismique

IV.2.8. Définition de la masse sismique :

Dans notre cas l'ouvrage est à usage d'habitation donc $\beta = 0.2$

On clique sur **Défine** puis **Mass source**.

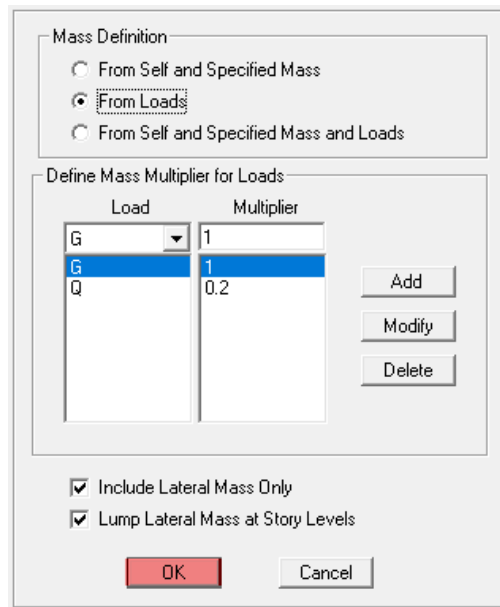


Figure IV.18 : Définition de la masse

IV.2.9. Chargement des éléments :

Elément	G	Q
Terrasse inaccessible	5.88 KN/m ²	1.00 KN/m ²
Etage courant	5.15 KN/m ²	1.50 KN/m ²
Balcons/Loggias	$5.31 - (25 \times 0.15) = 1.56$ KN/m ²	3.50 KN/m ²
Port à faux	1.56 KN/m ²	1.50 KN/m ²
Dalle pleine terrasse	3.02 KN/m ²	1.00 KN/m ²
Dalle salle machine	90 KN	1.00 KN/m ²
Dalle pleine ascenseur	1.56 KN/m ²	2.50 KN/m ²
Acrotère	1.46 KN/m	1.00 KN/m
Murs extérieurs	$2.36 \times (3.06 - 0.35) = 6.39$ KN/m	/

Tableau IV.2 : Récapitulatif des charges

IV.2.10. Introduction des combinaisons d'actions :

- ELU : $1.35G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$
- Poids : $G+0.2Q$
- GQE : $G + Q \pm E$
- $0.8GE$: $0.8G \pm E$

Pour les introduire dans le logiciel on clique sur **Define ; Load combinations** puis **Add New Combo**. On introduit les noms des combinaisons et le facteur multiplicateur.

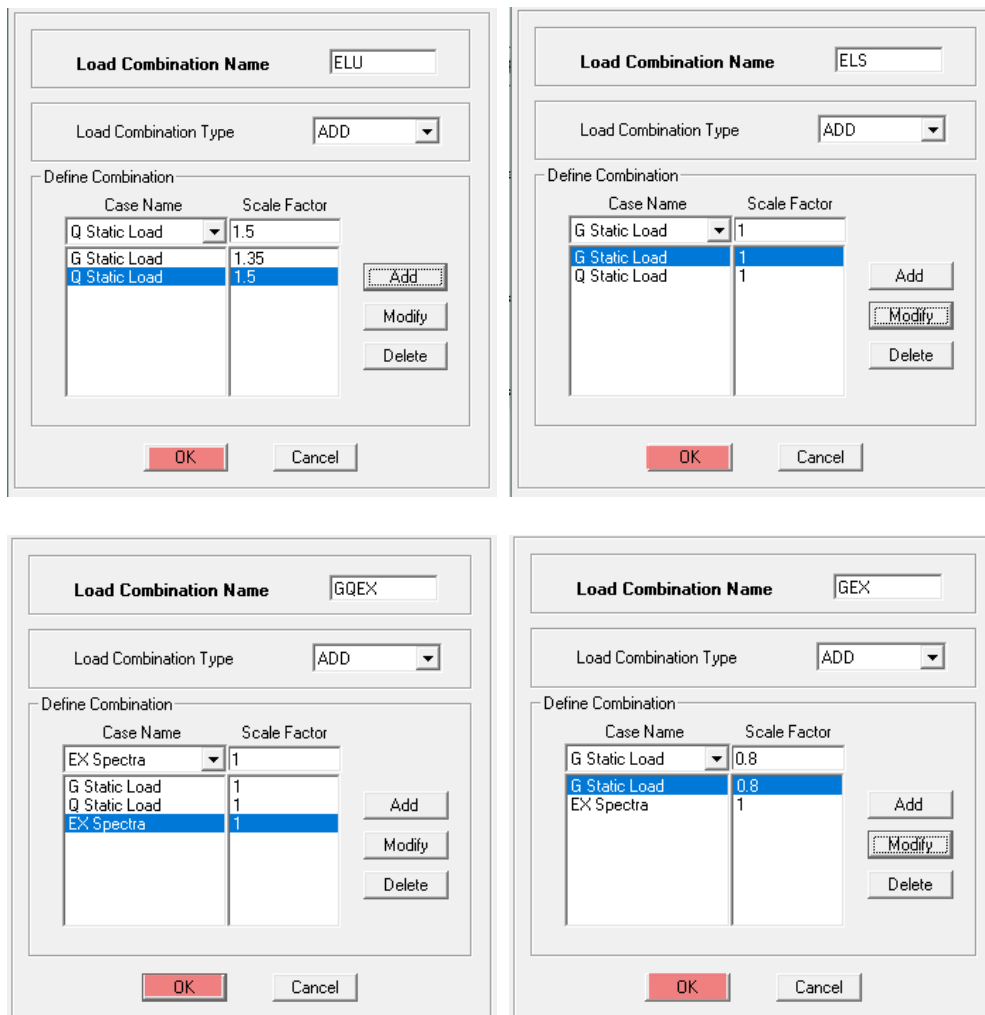


Figure IV.19 : Introduction des combinaisons de charges

IV.2.11. Maillage :

Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles. On sélectionne tous les voiles et on clique sur **Edit puis Mesh Areas**.



Figure IV.20 : Maillage des voiles

IV.2.12. Spécification des conditions aux limites :

a) Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres et former un diaphragme, pour réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On choisit **E/SOL2** Puis on sélectionne la vue en plan et on clique sur **Assign ; Joint/Point Diaphragms** puis **OK**.

Avec la même façon on réalise les diaphragmes qui vont suivre mais cette fois en cliquant sur **Add New Diaphragm** puis en clique sur **OK** pour valider et on refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers.

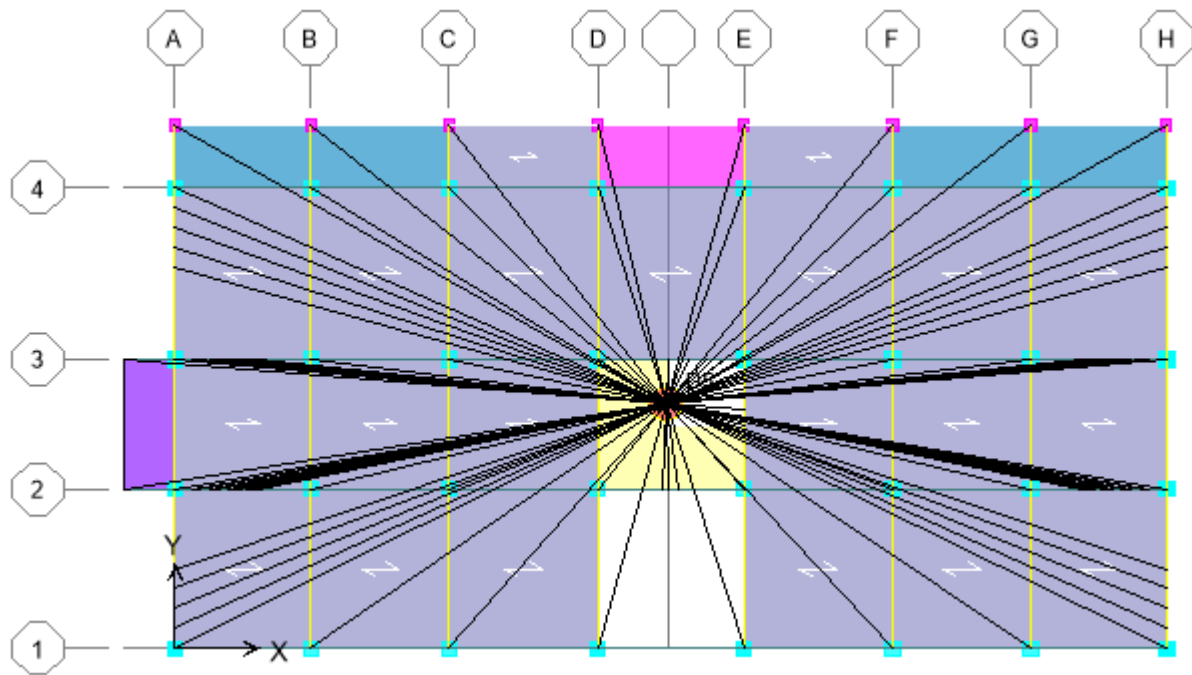


Figure IV.21 : Diaphragme

b) Appuis :

Pour définir les appuis (encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment), on se place à la base et on sélectionne tout, puis on clique sur l'icône



La fenêtre suivante s'affiche :

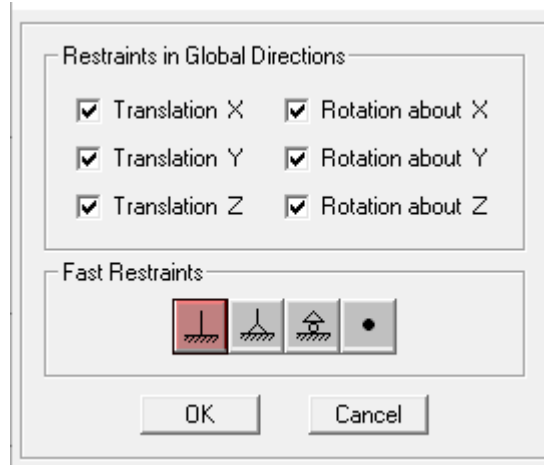


Figure IV.22 : Définition des appuis

Conclusion :

Après avoir terminé toutes les étapes on lance l'analyse en cliquant sur **F5** ou bien **Display** → **run analyse** ; puis on vérifie les conditions du RPA.



Chapitre V

Justification du système de contreventement

Introduction

Dans le cas où une ossature est composée à la fois de portiques et de refends ; il est nécessaire de comparer l'effort horizontal repris par les voiles et l'effort repris par les portiques pour choisir un système de contreventement.

V.1. Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends

Nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes (calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé), dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

V.2. Calcul de l'inertie des refends :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

- Les refends longitudinaux

$$I_x = \frac{Le^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L^3e}{12}$$

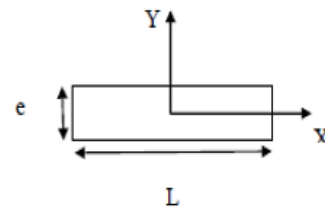


Figure V.1 : Refend longitudinal

- Les refends transversaux

$$I_x = \frac{L^3e}{12}$$

$$I_y = \frac{Le^3}{12}$$

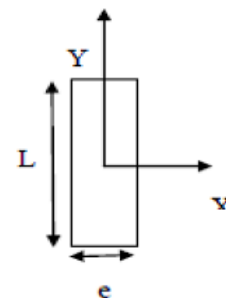


Figure V.2 : Refend Transversal

Avec:

L: longueur de voile.

e : épaisseur de voile.

Les inerties des voiles sont données dans les tableaux ci-dessous :

Inertie des voiles longitudinaux				
Niveau	voile	ep (m)	L(m)	Iy (m ⁴)
EC/RDC/E-SOL1	VL1	0,2	1.8	0,0972
	VL2	0,2	1.8	0,0972
	VL3	0,2	1.8	0,0972
	VL4	0,2	1.8	0,0972
	VL5	0,2	1.8	0,0972
E-SOL2	VL1	0,25	1.8	0,1215
	VL2	0,25	1.8	0,1215
	VL3	0,25	1.8	0,1215
	VL4	0,25	1.8	0,1215
	VL5	0,25	1.8	0,1215
Moyenne				0,1094

Tableau V.1 : Inertie des voiles (sens X-X)

Inertie des voiles transversaux				
Niveau	voile	ep (m)	L(m)	Ix (m ⁴)
EC/RDC/E-SOL1	VT1	0,2	1.8	0,0972
	VT2	0,2	1.8	0,0972
	VT3	0,2	1,5	0,0563
	VT4	0,2	1,5	0,0563
	VT5	0,2	1.8	0,0972
	VT6	0,2	1.8	0,0972
E-SOL2	VT1	0,25	1.8	0,1215
	VT2	0,25	1.8	0,1215
	VT3	0,25	1,5	0,0703
	VT4	0,25	1,5	0,0703
	VT5	0,25	1.8	0,1215
	VT6	0,25	1.8	0,1215
Moyenne				0,0940

Tableau V.2 : Inertie des voiles (sens Y-Y)

V.3. Calcul des inerties fictives des portiques :**V.3.1. Calcul des rigidités linéaires :**

On a :

- La rigidité linéaire d'un poteau :

$$K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$$

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau}$$

- La rigidité linéaire d'une poutre :

$$K_{pout} = \frac{I_{pout}}{L_c}$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

h : hauteur du poteau entre nus des poutres.

L : longueur de la poutre entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

e : largeur du poteau.

K : rigidité linéaire.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Rigidité des poutres longitudinales						
Niveau	Travée	L (cm)	hp (cm)	Lc (cm)	Ipout (cm ⁴)	Kpout(cm ³)
ET3 et ET4	A-B	295	35	312,5	107187,5000	343,000
	B-C	300		317,5		337,598
	C-D	325		342,5		312,956
	D-E	320		337,5		317,593
	E-F	325		342,5		312,956
	F-G	300		317,5		337,598
	G-H	295		312,5		343,000
ET1 et ET2	A-B	290	35	307,5	107187,5000	348,577
	B-C	295		312,5		343,000
	C-D	320		337,5		317,593
	D-E	315		332,5		322,368
	E-F	320		337,5		317,593
	F-G	295		312,5		343,000
	G-H	290		307,5		348,577
RDC et E-SOL1	A-B	285	35	302,5	107187,5000	354,339
	B-C	290		307,5		348,577
	C-D	315		332,5		322,368
	D-E	310		327,5		327,290
	E-F	315		332,5		322,368
	F-G	290		307,5		348,577
	G-H	285		302,5		354,339
E-SOL2	A-B	280	35	297,5	107187,5000	360,294
	B-C	285		302,5		354,339
	C-D	310		327,5		327,290
	D-E	305		322,5		332,364
	E-F	310		327,5		327,290
	F-G	285		302,5		354,339
	G-H	280		297,5		360,294

Tableau V.3 : Rigidité des poutres secondaires (sens X-X)

Rigidité des poutres transversales						
Niveau	Travée	L (cm)	hp (cm)	Lc (cm)	Ipout (cm ⁴)	Kpout (cm ³)
ET4	1-2	350	40	370	160000	432,432
	2-3	280		300		533,333
	3-4	262,5		282,5		566,372
ET3	1-2	350	40	370	160000	432,432
	2-3	280		300	160000	533,333
	3-4	380		400		400,000
ET1 et ET2	1-2	345	40	365	160000	438,356
	2-3	275		295		542,373
	3-4	375		395		405,063
RDC et E-SOL1	1-2	340	40	360	160000	444,444
	2-3	270		290		551,724
	3-4	370		390		410,256
E-SOL2	1-2	335	40	355	160000	450,704
	2-3	265		285		561,404
	3-4	365		385		415,584

Tableau V.4 : Rigidité des poutres principales (sens Y-Y)

Rigidité des poteaux transversaux						
Niveau	poteau	h (cm)	ep (cm)	hc (cm)	Ipot (cm ⁴)	Kpot (cm ³)
ET4	1	266	30	281	67500,0000	240,214
	2					
	3					
	4					
ET3	1	266	30	281	67500,0000	240,214
	2					
	3					
	4					
ET1 et ET2	1	266	35	283,5	125052,0833	441,101
	2					
	3					
	4					
RDC et E-SOL1	1	266	40	286	213333,3333	745,921
	2					
	3					
	4					
E-SOL2	1	385	45	407,5	341718,7500	838,574
	2					
	3					
	4					

Tableau V.5 : Rigidité des poteaux (sens Y-Y)

Rigidité des poteaux Longitudinaux						
Niveau	poteau	h (cm)	ep (cm)	hc (cm)	Ipot (cm ⁴)	Kpot (cm ³)
ET3 et ET4	1	271	30	286	67500,0000	236,014
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
	8					
ET1 et ET2	1	271	35	288,5	125052,0833	433,456
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
	8					
RDC et E-SOL1	1	271	40	291	213333,3333	733,104
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
	8					
E-SOL2	1	390	45	412,5	341718,7500	828,409
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
	8					

Tableau V.6 : Rigidité des poteaux (sens X-X)

V.3.2. Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie est $I = 1m^4$, soumise au même système de forces que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « moments des airs ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de section de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_n = \frac{\sum s_i \times d_i}{EI}$$

Avec :

S_i : Surface de trapèze

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$$

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$

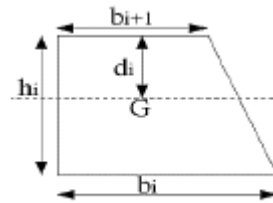


Figure V.3 : Trapèze de calcul

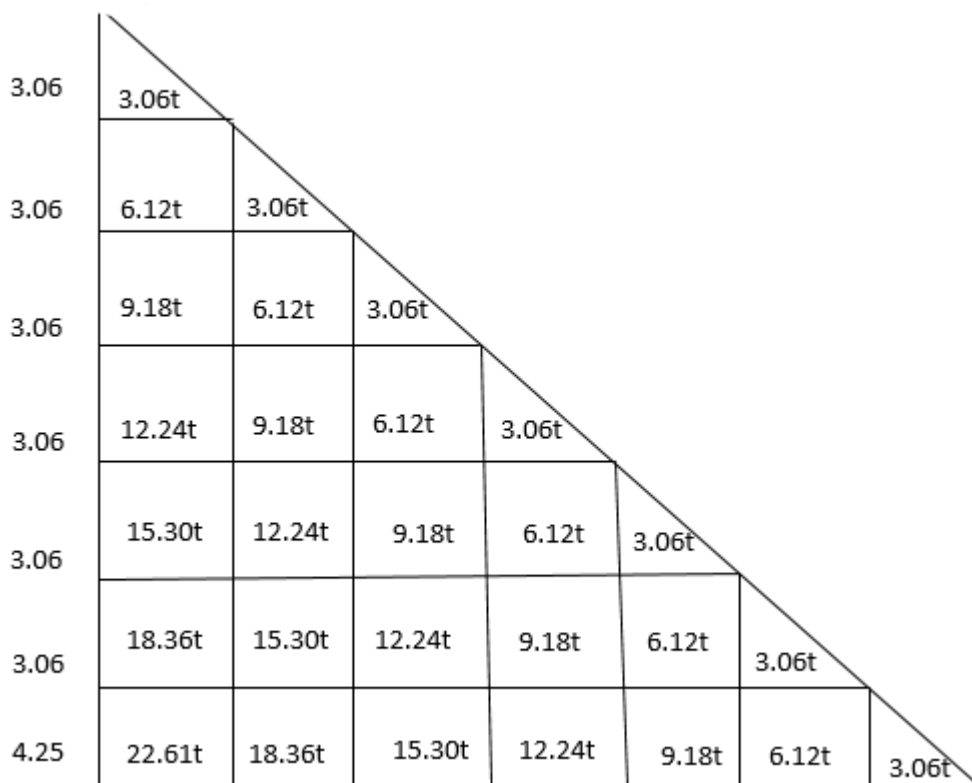


Figure V.4 : Diagramme des moments des airs

Flèche des moments des airs							
Niveau	he	bi	bi+1	si	di	si.di	Eif
ET4	3,06	3,06	0	4,68	2,04	9,551	1418,590
ET3	3,06	9,18	3,06	18,73	1,79	33,428	1409,039
ET2	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,632	1375,611
ET1	3,06	30,6	18,36	74,91	1,66	124,161	1303,979
RDC	3,06	45,9	30,6	117,05	1,63	191,017	1179,818
E/SOL1	3,06	64,27	45,9	168,56	1,62	272,231	988,801
E/SOL2	4,25	86,88	64,27	321,19	2,23	716,569	716,569

Tableau V.7 : Flèche des moments des airs

V.3.3 Calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives :

On a : $\Delta n = E\Psi_n \times h$ Avec $E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$

h : Hauteur d'étage.

M_n : Moment d'étage avec $M_n = T_n \times h$

T_n : Effort tranchant au niveau n ;

$E\theta$: rotation d'étage avec :

- Pour les poteaux d'étages courants : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$

- Pour les poteaux encastés à la base : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$

- Pour les poteaux articulés à la base : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

Les tableaux suivants nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

Niveau	he	Mn	Mn+1	ΣK_{pot} $\times 10^{-6}$	ΣK_{pout} $\times 10^{-6}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta i$	$\Sigma E\Delta i$	EIF	I_{en}	ΣI_{en}
ET4	3,06	3,06	0	1888,1	2304,7	55,3	162,7	497,9	26706,2	1418,6	0,053	0,427
ET3	3,06	9,18	3,06	1888,1	2304,7	221,3	515,8	1578,4	26208,3	1406,0	0,054	0,374
ET2	3,06	18,36	9,18	3467,6	2340,7	490,2	686,3	2100,2	24629,9	1375,6	0,056	0,321
ET1	3,06	30,6	18,36	3467,6	2340,7	871,5	1171,1	3583,7	22529,7	1304,0	0,058	0,265
RDC	3,06	45,9	30,6	5864,8	2377,9	1340,5	1322,4	4046,7	18946,1	1179,8	0,062	0,207
E-SOL1	3,06	64,27	45,9	5864,8	2377,9	1930,5	1878,5	5748,1	14899,4	988,8	0,066	0,145
E-SOL2	4,25	86,88	64,27	6627,3	2416,2	2606,5	2153,3	9151,3	9151,3	716,6	0,078	0,078
											Moyenne	0,260

Tableau V.8 : Inertie des portiques longitudinaux

Niveau	he	Mn	Mn+1	ΣK_{pot} $\times 10^{-6}$	ΣK_{pout} $\times 10^{-6}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta i$	$\Sigma E\Delta i$	EIF	I_{en}	ΣI_{en}
ET4	3,06	3,06	0	837,5	1532,1	83,2	532,8	1630,3	67747,2	1418,6	0,021	0,186
ET3	3,06	9,18	3,06	960,9	1365,8	373,4	1396,9	4274,5	66116,8	1406,0	0,021	0,165
ET2	3,06	18,36	9,18	1764,4	1385,8	828,0	2017,2	6172,7	61842,3	1375,6	0,022	0,144
ET1	3,06	30,6	18,4	1764,4	1385,8	1472,1	3314,5	10142,3	55669,7	1304,0	0,023	0,121
RDC	3,06	45,9	30,6	2983,7	1406,4	2266,4	4047,1	12384,2	45527,3	1179,8	0,026	0,098
E-SOL1	3,06	64,27	45,9	2983,7	1406,4	3263,9	5271,5	16130,7	33143,2	988,8	0,030	0,072
E-SOL2	4,25	86,88	64,3	3354,3	1427,7	3689,0	4002,9	17012,4	17012,4	716,6	0,042	0,042
											Moyenne	0,118

Tableau V.9 : Inertie des portiques transversaux

V.4. Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

	Sens longitudinal	
	Inertie (m ⁴)	Pourcentage %
Portiques	0,2596	70.35
voiles	0,1059	29.65
portique+voile	0,3690	100

Tableau V.10 : Inertie dans le sens X-X

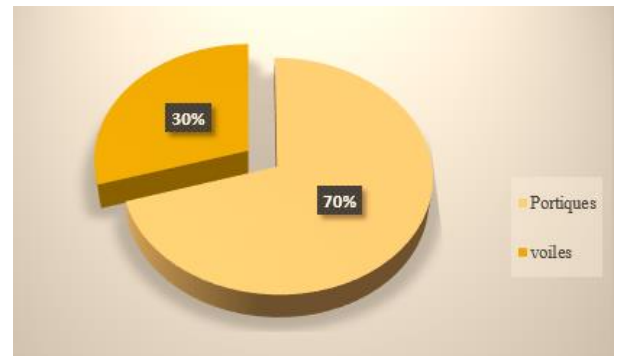


Figure V.5 : Pourcentage des inerties (sens X-X)

	Sens transversal	
	Inertie (m ⁴)	Pourcentage %
Portiques	0,1182	55.70
Voiles	0,0940	44.30
portique+voile	0,2122	100

Tableau V.11 : Inertie dans le sens Y-Y

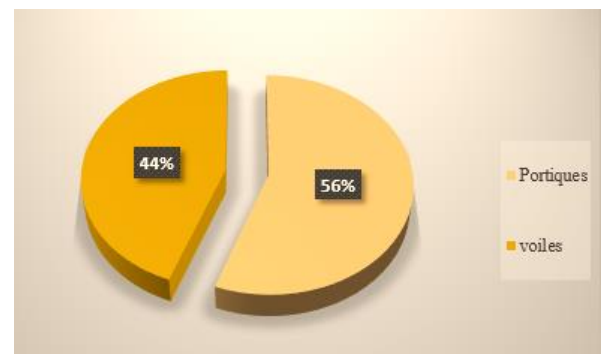


Figure V.6 : Pourcentage des inerties (sens Y-Y)

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que le contreventement est le même dans les deux sens ; les portiques reprennent plus de 25% de l'effort tranchant d'étage.

D'après RPA (Article 4.2.3) : Le système de contreventement est mixte ; d'où le coefficient de comportement $R = 5$.



Chapitre VI

Vérfications des conditions RPA



Introduction :

Avant de passer au ferrailage des éléments structuraux, nous devons vérifier les mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction prévus par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2003) ; de manière à assurer un degré de protection acceptable.

VI.1. Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, on opte pour la méthode dynamique modale spectrale qui peut être utilisée dans tous les cas. C'est une méthode dont on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

VI.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : (**RPA. Art4.3.3.**)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Le spectre de réponse est en fonction des paramètres suivant : **(RPA99/version 2003)**

- A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1

$$A = 0.15 \text{ (Zone IIa ; Groupe 2)}$$

- ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

$$\xi = 8,5\%$$

Remarque : il n'existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur pour une structure mixte. Cependant, on a adoptée suite aux recommandations du CTC (le siège de contrôle technique de construction) la valeur suivante $\xi = 8.5\%$ qui est la moyenne entre les deux valeurs $\xi = 7\%$ (portique en béton armé) et $\xi = 10\%$ (structure en voiles)

- η : facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0.816 > 0.7$$

- R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3. RPA)

$$R = 5$$

- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7.RPA)

$$T1 = 0.15 \text{ s} \quad T2 = 0.50 \text{ s} \text{ (Site meuble)}$$

- Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

$$Q = 1.10$$

VI.3. Vérification du déplacement de la structure selon les modes :

On clique sur **Display** puis **Show table**, et On coche **Modal information** → **Modal Participating Mass Ratios**

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
▶	1	0,644877	0,9164	73,0910	0,0000	0,9164	73,0910	0,8110
	2	0,633347	71,4985	1,0870	0,0000	72,4149	74,1780	0,7449
	3	0,548717	0,9913	0,5836	0,0000	73,4062	74,7616	72,9855
	4	0,179130	5,1948	10,7525	0,0000	78,6010	85,5141	0,1726
	5	0,176814	11,7861	4,9776	0,0000	90,3871	90,4917	0,0084
	6	0,150657	0,1106	0,1127	0,0000	90,4977	90,6044	15,7352
	7	0,084103	0,4471	5,1512	0,0000	90,9448	95,7557	0,0411
	8	0,081647	5,3763	0,4685	0,0000	96,3211	96,2242	0,0115
	9	0,070413	0,0191	0,0337	0,0000	96,3402	96,2579	5,6916
	10	0,049998	0,3361	2,0267	0,0000	96,6762	98,2846	0,0212
	11	0,048941	2,0177	0,3481	0,0000	98,6939	98,6327	0,0000
	12	0,041956	0,0007	0,0175	0,0000	98,6946	98,6502	2,4310
	13	0,034605	0,4532	0,4551	0,0000	99,1478	99,1053	0,0046
	14	0,034164	0,4427	0,4648	0,0000	99,5905	99,5701	0,0034
	15	0,028950	0,0000	0,0105	0,0000	99,5906	99,5806	0,9174
	16	0,027007	0,2864	0,0271	0,0000	99,8770	99,6077	0,0008
	17	0,026554	0,0262	0,2927	0,0000	99,9032	99,9004	0,0050
	18	0,023395	0,0918	0,0032	0,0000	99,9950	99,9036	0,0017
	19	0,022882	0,0036	0,0958	0,0000	99,9986	99,9995	0,0024
	20	0,022439	0,0010	0,0000	0,0000	99,9996	99,9995	0,3162
	21	0,019378	0,0004	0,0005	0,0000	100,0000	100,0000	0,0945

Figure VI.1 : Informations sur les modes

On a :

Mode 1 : $U_y = 73,09\%$ → Translation suivant l'axe Y-Y

Mode 2 : $U_x = 71,49\%$ → Translation suivant l'axe X-X

Mode 3 : $R_z = 72,98\%$ → Rotation autour de l'axe Z-Z

VI.4. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure. (art 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs de la figure VI.1.

La somme des masses modales dans le 5^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions ; d'où le nombre de modes à retenir est de 5 modes de vibration.

VI.5. Vérification de la période :

La période fondamentale « T » de la structure peut être estimée de la formule empirique suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \quad \text{(4-6 RPA 2003)}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(n).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Il est donné le tableau 4.6 (RPA99 Version 2003). $C_t = 0.05$

- Calcul de la période empirique :

$$T = 0.05 \times 22,61^{3/4} = 0,518s$$

- Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T + 30\% T = 0,673s$$

- Détermination de la période par le logiciel ETABS :

On tire T_{ETABS} du tableau VI.1 :

On a donc :

- La période empirique : $T = 0,518$ s
- La période majorée : $T_{maj} = 0,673$ s
- LA période ETABS : $T_{ETABS} = 0,645$ s

On remarque que :

$$T < T_{ETABS} < T_{maj}$$

D'où la condition du RPA est vérifiée.

VI.6. 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)

$$V_{base,MSM} \geq 80 \% V_{base,MSE}$$

➤ $V_{\text{base,MSM}}$:

- L'effort tranchant sous E :

On clique sur :

Display → Show Tables → Select Cases/ Combos E spectra → Story Shears → OK

	Story	Load	Loc	VX	VY
▶	TERRASSE	EX	Top	299,77	8,18
	TERRASSE	EX	Bottom	299,77	8,18
	TERRASSE	EY	Top	8,08	290,70
	TERRASSE	EY	Bottom	8,08	290,70
	ET3	EX	Top	609,94	13,95
	ET3	EX	Bottom	609,94	13,95
	ET3	EY	Top	13,58	599,09
	ET3	EY	Bottom	13,58	599,09
	ET2	EX	Top	847,61	15,53
	ET2	EX	Bottom	847,61	15,53
	ET2	EY	Top	15,22	839,66
	ET2	EY	Bottom	15,22	839,66
	ET1	EX	Top	1034,43	16,31
	ET1	EX	Bottom	1034,43	16,31
	ET1	EY	Top	16,32	1030,20
	ET1	EY	Bottom	16,32	1030,20
	RDC	EX	Top	1183,63	19,40
	RDC	EX	Bottom	1183,63	19,40
	RDC	EY	Top	19,61	1182,13
	RDC	EY	Bottom	19,61	1182,13
	E/SOL1	EX	Top	1285,42	23,45
	E/SOL1	EX	Bottom	1285,42	23,45
	E/SOL1	EY	Top	23,53	1285,18
	E/SOL1	EY	Bottom	23,53	1285,18
	E/SOL2	EX	Top	1338,05	26,02
	E/SOL2	EX	Bottom	1338,05	26,02
	E/SOL2	EY	Top	26,02	1337,99
	E/SOL2	EY	Bottom	26,02	1337,99

Figure VI.2 : Efforts tranchants à la base

➤ $V_{\text{base,MSE}}$:

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 :

$$V_{\text{base MSE}} = \frac{ADQ}{R} W_T \quad (\text{RPA99 version 2003 / Art 4})$$

Avec :

D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement et de la période T₂ associée au site.

Sa valeur est calculée par l'une des trois (03) équations

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

On a : $0.50 < 0.518 < 3,0 \text{ s}$

D'où : $D = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.50}{0.518}\right)^{2/3} = 1,99$

- Le poids total de la structure :

On clique sur :

Display → Show Tables → Select Cases/ Combos POIDS Combo → Story Shears → OK

	Story	Load	Loc	P
▶	TERRASSE	POIDS	Top	2122,36
	TERRASSE	POIDS	Bottom	2672,59
	ET3	POIDS	Top	5330,46
	ET3	POIDS	Bottom	6021,23
	ET2	POIDS	Top	8678,13
	ET2	POIDS	Bottom	9448,46
	ET1	POIDS	Top	12105,37
	ET1	POIDS	Bottom	12875,70
	RDC	POIDS	Top	15532,60
	RDC	POIDS	Bottom	16394,73
	E/SOL1	POIDS	Top	18941,82
	E/SOL1	POIDS	Bottom	19803,95
	E/SOL2	POIDS	Top	22418,35
	E/SOL2	POIDS	Bottom	23779,87

Figure VI.3 : Poids total de la structure

On a donc :

$$V_{\text{base,MSE}} = \frac{0,15 \times 1,99 \times 1,10}{5} \times 23779,87 = 1561.62 \text{ KN.}$$

$$80\% V_{\text{base,MSE}} = 1249.29 \text{ KN.}$$

Et :

$$V_x = 1338,05 > 80\% V_{\text{base,MSE}} = 1249.29 \text{ KN.}$$

$$V_y = 1337,99 > 80\% V_{\text{base,MSE}} = 1249.29 \text{ KN.}$$

D'où la condition RPA est vérifiée.

VI.7. Vérification de l'effort normal réduit :

On entend effort normale réduit le rapport :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \text{ (RPA99 version 2003 Art 7.1.3)}$$

Avec :

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.

On sélectionne les poteaux (45x45 cm²) et on clique sur :

Display → **Show Tables** → **Select Cases/ 8 combos** → **Column Forces**

On copie le tableau qui apparait vers Excel, et on trie les valeurs de P de A à Z ; et on trouve :

$$N_d = 1183.27 \text{ KN}$$

On refait les mêmes étapes pour les autres poteaux.

- Poteau 45x45 cm² :

$$V = \frac{1183.27}{0.45 \times 0.45 \times 25000} = 0.233 < 0.3$$

- Poteau 40x40 cm² :

$$V = \frac{843.66}{0.40 \times 0.40 \times 25000} = 0.211 < 0.3$$

- Poteaux 35x35 cm² :

$$V = \frac{503.49}{0.35 \times 0.35 \times 25000} = 0.164 < 0.3$$

- Poteaux 30x30 cm² :

$$V = \frac{237.25}{0.30 \times 0.30 \times 25000} = 0.105 < 0.3$$

- Poteaux 25x25 cm² :

$$V = \frac{65.99}{0.25 \times 0.25 \times 25000} = 0.042 < 0.3$$

D'où la condition est vérifiée

VI.8. Vérification de l'excentricité :

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 tel que :

$$|CM - CR| \leq 5\%L$$

avec : C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display → show tables → Analysis Results → building output → Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
▶	E/SOL2	D1	11,878	6,102	12,090	5,796
	E/SOL1	D2	11,871	6,184	12,095	5,765
	RDC	D3	11,726	6,186	12,109	5,706
	ET1	D4	11,724	6,197	12,128	5,645
	ET2	D5	11,722	6,208	12,146	5,585
	ET3	D6	11,733	6,143	12,162	5,533
	TERRASSE	D7	11,695	5,111	12,170	5,495

Figure VI.4 : tableau centre de masse et centre de rigidité

ex /XCM-XCR/	ey /YCM-YCR/	5% lx	5% ly	Condition
0.212	0.306	1.25	0.635	Vérifiée
0.224	0.419	1.25	0.635	Vérifiée
0.383	0.480	1.25	0.635	Vérifiée
0.404	0.552	1.25	0.635	Vérifiée
0.424	0.623	1.25	0.635	Vérifiée
0.429	0.610	1.25	0.635	Vérifiée
0.475	0.384	1.25	0.635	Vérifiée

Tableau VI.1 : Vérification de l'excentricité

VI.9. Vérification du déplacement :a) Déplacement relatif :

D'après le **RPA 99 (art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (art 4-4-3)** :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec :

δ : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% h_k$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**. On clique sur

Display → **Show Tables** on sélectionne les combinaisons **E** et on clique sur **Displacements** puis **Diaphragm CM**.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal : X-X

Niveau	R	(cm)	δk (cm)	Δk (cm)	1%hk (cm)	condition
Terrasse	5	1.13	5.65	0.90	3.06	Vérifiée
ET3	5	0.95	4.75	0.85	3.06	Vérifiée
ET2	5	0.78	3.90	0.95	3.06	Vérifiée
ET1	5	0.59	2.95	0.90	3.06	Vérifiée
RDC	5	0.41	2.05	0.85	3.06	Vérifiée
E-SOL1	5	0.24	1.20	0.70	3.06	Vérifiée
E-SOL2	5	0.10	0.50	0.70	4.25	Vérifiée

Tableau VI.2 : Vérification des déplacements relatifs suivant le sens longitudinal.

Sens transversal : Y-Y

Niveau	R	δek (cm)	δk (cm)	Δk (cm)	1%hk (cm)	condition
Terrasse	5	1.13	5.65	0.75	3.06	Vérifiée
ET3	5	0.98	4.90	0.80	3.06	Vérifiée
ET2	5	0.82	4.10	0.95	3.06	Vérifiée
ET1	5	0.63	3.15	0.95	3.06	Vérifiée
RDC	5	0.44	2.20	0.90	3.06	Vérifiée
E-SOL1	5	0.26	1.30	0.75	3.06	Vérifiée
E-SOL2	5	0.11	0.55	0.75	4.25	Vérifiée

Tableau VI.3 : Vérification des déplacements relatifs suivant le sens transversal.

b) Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = Ht/500$$

Avec :

 f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

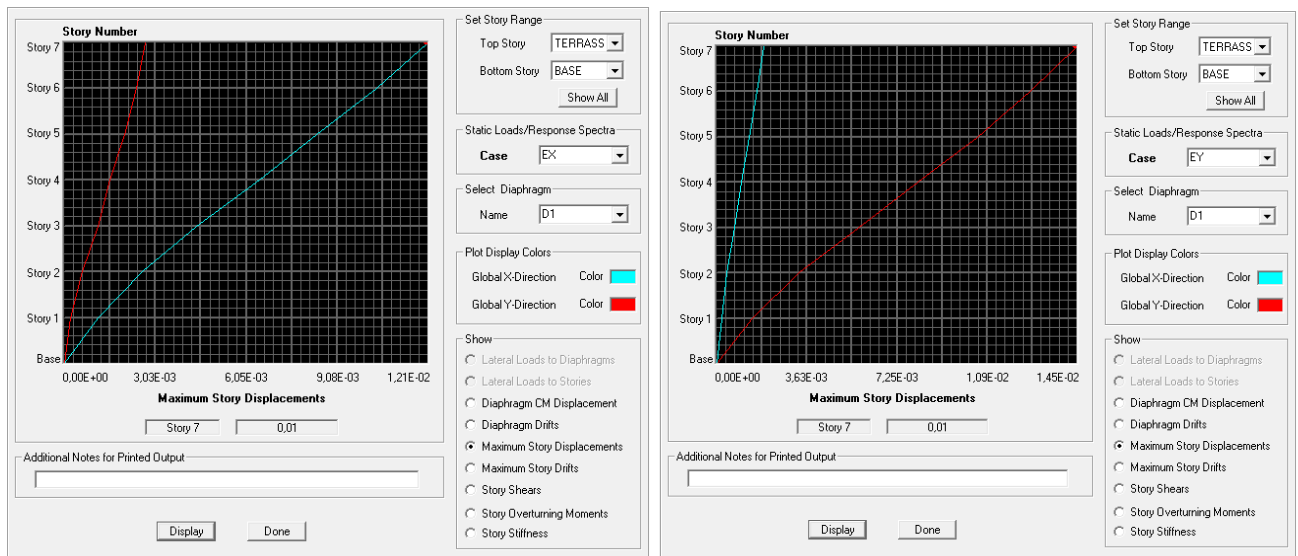


Figure VI.5 : Déplacement maximal suivant X et Y

On a dans les deux sens : $\delta_{max} = 0.01$ m

$$\text{Et : } f = \frac{22.61}{500} = 0.045 \text{ m}$$

$0.01 < 0.045$; d'où le déplacement maximal est vérifié.

VI.10. Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet **P – Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{p_k \Delta_k}{v_k h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau K.

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1.

v_k : Effort tranchant à l'étage considéré

h_k : Hauteur de l'étage.

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant V_x et V_y et le poids par le logiciel, on clique sur : **Display** → **show table** → **Analyses Results** → **building Output** →

Table Story Shears et on sélectionne la combinaison **Ex** après **Ey** et la combinaison **poids**.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Pk (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y			Condition < 0.1
		Δk	V_{khh}	θk	Δk	V_{khh}	θk	
Terrasse	2672,59	0.0090	917.29	0.026	0.0075	889.54	0.022	Vérifiée
ET3	6021,23	0.0085	1866.41	0.027	0.0080	1833.21	0.026	Vérifiée
ET2	9448,46	0.0095	2593.68	0.034	0.0095	2569.35	0.035	Vérifiée
ET1	12875,7	0.0090	3165.35	0.036	0.0095	3152.41	0.039	Vérifiée
RDC	16394,73	0.0085	3621.90	0.038	0.0090	3617.31	0.041	Vérifiée
E-SOL1	19803,95	0.0070	3933.38	0.035	0.0075	3932.65	0.038	Vérifiée
E-SOL2	23779,87	0.0070	5686.71	0.029	0.0075	5686.45	0.031	Vérifiée

Tableau VI.4 : Vérification de l'effet (P- Δ).

Conclusion

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée,
- Le pourcentage de participation massique est vérifié,
- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- L'effort normal est vérifié,
- L'excentricité est vérifiée
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés,
- L'effet ($p - \Delta$) est vérifié,

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.



Chapitre VII

Ferrailage des éléments structuraux

Introduction :

Dans ce chapitre nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires pour chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable.

Notre structure est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux et les voiles seront calculés en flexion composée.
- Les poutres seront calculées à la flexion simple.

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	θ	$f_{c28}(\text{MPa})$	$F_{bu}(\text{MPa})$	γ_s	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	1	25	14.17	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	0.85	25	21.74	1	400	400

Tableau VII.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

VII.1. Les poteaux :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

➤ Les combinaisons de calcul :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$ (BAEL91 modifié 99)
- $G+Q$
- $G+Q \pm E$ (RPA99 version 2003)
- $0,8G \pm E$

VII.1.1. Les recommandations RPA 99 version 2003 :a) Les armatures longitudinales : (Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.8% de la section du poteau.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²) 0,8%	A _{max} (cm ²)	
		Zone courante 4%	Zone de recouvrement 6%
45 x 45	16.20	81	121,50
40 x 40	12.80	64	96,00
35 x 35	9.80	49	73,50
30 x 30	7.20	36	54,00
25 x 25	5.00	25	37,50

Tableau VII.2 : Détermination de la section d'armatures minimale et maximale des poteaux

b) Les armatures transversales : (RPA99 version 2003/Art7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales

ρ_d : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

Si $\rho_d = 0.075 \longrightarrow \lambda_g \geq 5$

Si $\rho_d = 0.04 \longrightarrow \lambda_g < 5$

Avec : λ_g est l'élançement géométrique du poteau.

$\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$

Avec :

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article (B.8.3 ,3 du BAEL91/99) :

$l_f = 0.7 \times L_0$ avec L_0 : la hauteur de poteau.

St : Espacement des armatures transversales.

la valeur de cet espacement est fixée comme suit :

- En zone courante $St \leq 15 \Phi l$
- En zone nodale $St \leq \min (15 \Phi l ; 15 \text{ cm})$

Avec : Φl : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

At : Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{At}{b \cdot St}$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: $A_{min} = 0.3 \%$

Si $\lambda_g \leq 3$: $A_{min} = 0.8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi t$ minimum.

VII.1.2. Calcul des armatures :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **Socotec** » On adopte le même ferrailage pour chaque deux niveaux ; on aura donc les zones suivantes :

- Zone 1 : Entre sol 1 [poteaux (45×45)]
- Zone 2 : Entre sol 1 et RDC [poteaux (40×40)]
- Zone 3 : du 1^{er} au 2^{ème} étage [poteaux (35×35)]
- Zone 4 : du 3^{ème} au 4^{ème} étage [poteaux (30×30)]

VII.1.2.1. Armatures longitudinales :

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Section	N (KN)	M (KN,m)	Type	eu (m)	h/2-c (m)	obs	A (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage
45 x 45	N max= -1305.58	Mcorr= -12.68	ELU	0.009	0.195	SEC	0	16,2	8HA20
	Nmin= 738.27	Mcorr= 7.35	0,8GEY	0.009		SET	9,4		
	Ncorr= -228.52	Mmax= 40.66	GQEY	0.177		SEC	0		
40 x 40	N max= -1036.21	Mcorr= -30.8	ELU	0.029	0.17	SEC	0	12,8	8HA16
	Nmin= 331.5	Mcorr= 1.83	0,8GEY	0.005		SET	4,28		
	Ncorr= -183.9	Mmax= 77.74	GQEY	0.422		SPC	3,15		
35 x 35	N max= -628.72	Mcorr= -7,74	ELU	0.012	0.145	SEC	0	9,8	4HA16 + 4HA14
	Nmin= 47.42	Mcorr= 1.77	0,8GEY	0.037		SET	0,75		
	Ncorr= -151.05	Mmax= 60.4	GQEY	0.399		SPC	3,05		
30 x 30	N max= -318.02	Mcorr= -7,56	ELU	0.023	0.12	SEC	0	7,2	8HA14
	Nmin= 37.32	Mcorr= 0.43	0,8GEY	0.011		SET	0,51		
	Ncorr= -61.24	Mmax= 37.67	GQEY	0.615		SPC	2,86		
25 x 25	N max= -77	Mcorr= -8.32	ELU	0.108	0.95	SEC	0	5	4HA14 + 4HA12
	Nmin= 18.85	Mcorr= 3,74	0,8GEY	0.198		SET	0,69		
	Ncorr= -47.51	Mmax= -21.99	ELU	0.46		SPC	2,43		

Tableau VII.3 : Section d'armatures longitudinales des poteaux

Les sections adoptées :

- Poteaux (45 × 45) : As= 25.12 cm²
- Poteaux (40 × 40) : As =16.08 cm²
- Poteaux (35 × 35) : As =14.19 cm²
- Poteaux (30 × 30) : As =12.31 cm²
- Poteaux (25 × 25) : As = 10.67 cm²

➤ Distance entre les barres verticales dans une face du poteau :

La distance maximale entre les barres verticales se trouve au niveau du poteau de dimensions 45x45 cm², elle est égale à :

$$\frac{1}{4} \times (h-(c+c')) = \frac{1}{4} \times (45-(3+3)) = 9.75 \text{ cm} < 25\text{cm}$$

➤ Longueur de scellement droit : (Art A.6.2.23 / BAEL91 modifié 99)

La longueur de scellement est donnée par la formule : $L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \cdot \tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$.

- Pour les HA20 : $L_s = 70.55 \text{ cm}$
- Pour les HA16 : $L_s = 56.44 \text{ cm}$
- Pour les HA14 : $L_s = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les HA12 : $L_s = 42.33 \text{ cm}$

➤ Longueur de recouvrement :

Pour $f_e = 400 \text{ MPa}$ on a : $L_r = 40\phi$

- Pour les HA20 : $L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$
- Pour les HA16 : $L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- Pour les HA14 : $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$
- Pour les HA12 : $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

➤ Délimitation de la zone nodale :

$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{385}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm}\right) = 64.16 \text{ cm} = 0.642 \text{ m} \approx 0.65 \text{ m}$

Avec : b_1, h_1 : Dimension du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poteaux.

VII.1.2.2. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées comme suite :

➤ Espacement des armatures : (Art 7.4.2, 2RPA99 version 2003)

- En zone courante $St \leq 15 \phi_{\min}$;
 $St = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$; $St = 15 \text{ cm}$
- En zone nodale $St \leq \min(10 \phi_{\min}; 15 \text{ cm})$
 $St = \min(12 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$; $St = 10 \text{ cm}$

➤ Quantité d'armatures :

Poteau	L0	lf	λ_g	Amin zone nodale (cm ²)	Amin zone courante (cm ²)
45×45	4.25	2.975	6.61 > 5	1.35	2.03
40×40	3.06	2.142	5.355 > 5	1.2	1.80
35×35	3.06	2.142	6.12 > 5	1.05	1.58
30×30	3.06	2.142	7.14 > 5	0.9	1.35
25×25	3.06	2.142	8.568 > 5	0.75	1.13

Tableau VII.4 : Section d'armatures transversales des poteaux

On a : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$

- Pot 45x45 : $A_t = \frac{0.075 \times 21.59}{45 \times 400} \times 10 \times 15 = 0.013 \text{ cm}^2$
- Pot 40x40 : $A_t = \frac{0.075 \times 23.79}{40 \times 400} \times 10 \times 15 = 0.016 \text{ cm}^2$
- Pot 35x35 : $A_t = \frac{0.075 \times 23.01}{35 \times 400} \times 10 \times 15 = 0.018 \text{ cm}^2$
- Pot 30x30 : $A_t = \frac{0.075 \times 24.38}{30 \times 400} \times 10 \times 15 = 0.023 \text{ cm}^2$
- Pot 25x25 : $A_t = \frac{0.075 \times 13.19}{25 \times 400} \times 10 \times 15 = 0.015 \text{ cm}^2$

Les sections trouvées sont inférieures aux sections minimales ; donc le ferrailage se fera avec ces dernières.

➤ Diamètre des aciers : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_{lmax} \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6.66 \text{ mm}$$

Nous adoptons des cadres de section : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$ pour les poteaux de $45 \times 45 \text{ cm}^2$ et $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$ pour les autres poteaux

VII.1.3. Vérification à l'ELU :

a) Vérification des contraintes tangentielles : (RPA99 version 2003/Art 7.4.3.3)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_a \times f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

Poteau	V _u	ρ _d	τ _u	τ̄ _u	Condition
45 × 45	21.59	0.075	0.106	1.875	Vérifiée
40 × 40	23.79	0.075	0.148	1.875	Vérifiée
35 × 35	23.01	0.075	0.187	1.875	Vérifiée
30 × 30	24.38	0.075	0.271	1.875	Vérifiée
25 × 25	13.19	0.075	0.211	1.875	Vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes tangentielles des poteaux

VII.1.4. Vérification à l'ELS :

a) Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

On doit vérifier que : $A_{\text{adopté}} \leq A_{\text{min}}$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b \times d$$

$$\text{avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Section	N _s (KN)	M _s (KN,m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A adop (cm ²)	Condition
45 x 45	N max= -951.51	Mcorr= -9.27	0.97	5.89	20,6	Vérifiée
	Nmin= -147.39	Mcorr= 1.69	1.14	4.99		
	Ncorr= -932.02	Mmax= 19.39	2.08	4.71		
40 x 40	N max= -755.16	Mcorr= -22.51	2.98	6.33	16,08	Vérifiée
	Nmin= -132.53	Mcorr= -3.09	2.33	5.64		
	Ncorr= -384.44	Mmax= 25.51	6.63	3.01		
35 x 35	N max= -458.22	Mcorr= -5.58	1.22	3.79	14,19	Vérifiée
	Nmin= -64.51	Mcorr= 3.12	4.83	2.39		
	Ncorr= -219.27	Mmax= 24.63	11.23	2.00		
30 x 30	N max= -232.02	Mcorr= -5.51	2.37	3.69	12,31	Vérifiée
	Nmin= -3.33	Mcorr= 1.16	34.83	1.16		
	Ncorr= -69.38	Mmax= 20.69	29.82	1.18		
25 x 25	N max= -56.25	Mcorr= 6.06	10.77	0.96	10,67	Vérifiée
	Nmin= 8.42	Mcorr= 1.03	12.23	0.17		
	Ncorr= -34.71	Mmax= -16.02	46.15	0.58		

Tableau VII.6 : Vérification de la condition de non fragilité des poteaux

b) État limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

c) État limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_s et N_s , on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{\overline{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{\overline{s}} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivant :

Section	N_s (KN)	M_s (KN,m)	A (cm ²)	σ_{bc} sup	σ_{bc} inf	σ_s sup	σ_s inf	Condition
45 x 45	N max= -951.51	Mcorr= -9.27	20.6	3.96	3.24	58.7	49.3	Vérifiée
	Nmin= -147.39	Mcorr= 1.69		0.62	0.49	9.22	7.51	
	Ncorr= -932.02	Mmax= 19.39		4.28	2.77	62.7	43.1	
40 x 40	N max= -755.16	Mcorr= -22.51	16.08	4.9	2.35	70.7	38.1	Vérifiée
	Nmin= -132.53	Mcorr= -3.09		0.81	0.46	11.8	7.31	
	Ncorr= -384.44	Mmax= 25.51		3.29	0.4	46.1	9.25	
35 x 35	N max= -458.22	Mcorr= -5.58	14.19	3.23	2.32	47.3	36	Vérifiée
	Nmin= -64.51	Mcorr= 3.12		0.65	0.14	9.02	2.7	
	Ncorr= -219.27	Mmax= 24.63		3.41	0	45.6	-7.78	
30 x 30	N max= -232.02	Mcorr= -5.51	12.31	2.51	1.14	35.6	19.2	Vérifiée
	Nmin= -3.33	Mcorr= 1.16		0.19	0	2.26	-2.79	
	Ncorr= -69.38	Mmax= 20.69		3.5	0	41.5	-46.4	
25 x 25	N max= -56.25	Mcorr= 6.06	10.67	1.92	0	23.6	-8.75	Vérifiée
	Nmin= 8.42	Mcorr= 1.03		0.32	0	3.85	-1.84	
	Ncorr= -34.71	Mmax= -16.02		4.13	0	44.7	-64.4	

Tableau VII.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux

VII.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les sections d'aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront données par les différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis.

➤ Les combinaisons d'actions :

1.35G+1.5Q (BAEL91 révisé 99)

G+Q

G+Q ±E (RPA 99, version 2003)

0.8G ±E

VII.2.1. Les recommandations :

a) Armatures longitudinales : (Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003)

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

	A min (cm ²)	Amax (cm ²)	
		Zone courante	Zone de recouvrement
Poutres principales	6	48	72
Poutres secondaires	5,25	42	63

Tableau VII.8 : Détermination de la section d'armatures minimal et maximale des

b) Armatures transversales : (RPA99 version 2003 Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zone nodale et en travée si les armatures comprimées : $S_t = \min(h/4, 12 \phi)$

En zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale) : $S_t \leq h/2$

Avec :

ϕ : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c) Longueur des chapeaux : (CBA 93)

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale 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.
- 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 inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

VII.2.2. Calcul des armatures :

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

- **P.P.1** : Poutres principales éloignées des voiles de contreventement.
- **P.P.2** : Poutres principales avoisinantes des voiles de contreventement.
- **P.P.3** : Poutres principales sous poteaux.
- **P.S.1** : Poutres secondaires éloignées des voiles de contreventement.
- **P.S.2** : Poutres secondaires avoisinantes des voiles de contreventement.

VII.2.2.1. Armatures longitudinales :a) Etapas de calcul des armatures longitudinales :

On est en flexion simple, donc la détermination de la section d'armature des poutres se fait en suivant les étapes suivantes :

a.1) Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{avec :} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

a.2) Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

- **Cas 01** : Section simplement armée **SSA** ; ($\mu \leq \mu_l$)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ; $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- **Cas 02** : Section doublement armée SDA ; ($\mu \geq \mu_l$)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

$$A_{st} = A_{sl} + A_{sc} = \frac{M_l}{\beta l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

b) Exemple de calcul :

- Poutre principale 1 :

En travée :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41.474 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14.17} = 0.075 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.960$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41.474 \times 10^3}{0.960 \times 36 \times 348} = 3.45 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{79.03 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 21.74} = 0.093 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.951$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{79.03 \times 10^3}{0.951 \times 36 \times 400} = 5.77 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants :

		Combinaison	Mmax (KN.m)	μ	Obs	Ast (cm ²)	Ast min (cm ²)	Ferraillage	A adoptée (cm ²)
P.P.1	En travée	ELU	41,474	0,075	SSA	3,45	6	3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01
	Aux appuis	GQEY	79,03	0,093	SSA	5,77		3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01
P.P.2	En travée	GQEY	97,318	0,115	SSA	7,20		3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01
	Aux appuis	GQEY	107,714	0,127	SSA	8,03		3HA14(fil)+3HA14(chap)	9,23
P.P.3	En travée	ELU	69,41	0,126	SSA	5,94		3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01
	Aux appuis	GQEY	85,868	0,102	SSA	6,30		3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01

Tableau VII.9 : Section d'armatures longitudinales des poutres principales

		Combinaison	Mmax (KN.m)	μ	Obs	Ast (cm ²)	Ast min (cm ²)	Ferrailage	A adop (cm ²)
P.S.1	En travée	GQEX	34,34	0,053	SSA	2,80	5,25	3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01
	Aux appuis	GQEX	44,79	0,069	SSA	3,69		3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01
P.S.2	En travée	0,8GEX	46,61	0,072	SSA	3,84		3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01
	Aux appuis	GQEX	81,64	0,126	SSA	6,95		3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01

Tableau VII.10 : Section d'armatures longitudinales des poutres secondaires

VII.2.2.2. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times St \times b$$

- Calcul de l'espacement St :

		St			Ast (cm ²)	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
PP	Zone nodale $St \leq \min(h/4; 12\Phi)$	min (10 ; 14,4)	10	0,90	4 HA 8	2,01	
	Zone courante $St \leq h/2$	20	15	1,35	4 HA 8	2,01	
PS	Zone nodale $St \leq \min(h/4; 12\Phi)$	min (8,75 ; 14,4)	8	0.72	4 HA 8	2,01	
	Zone courante $St \leq h/2$	17,5	15	1.35	4 HA 8	2,01	

Tableau VII.11 : Section d'armatures transversales des poutres

- Longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\bar{\tau}_s}$$

La contrainte d'adhérence $\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$.

Avec : $\Psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)

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

Pour les HA14 : $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_s = 42.33 \text{ cm}$

- L'ancrage des barres :

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie ancré mesuré au moins $l_a = 0.4 \times l_s$

Pour les HA14 : $l_a = 0.4 \times 49.38 = 20 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_a = 0.4 \times 42.33 = 17 \text{ cm}$

- La longueur minimale de recouvrement :

Pour les HA14 : $l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

- Délimitation de la zone nodale et courante :

- Zone Nodale :

$$L' = 2 \times h \quad \text{Avec : } h : \text{ hauteur de la poutre.}$$

On aura :

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm. Poutres principales } (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm. Poutres secondaires } (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

- Zone Courante :

$$L_{\text{courante}} = L_{\text{nue d'appui}} - 2L'$$

VII.2.3. Vérification à l'ELU :a) Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL 91 Art 4.21)

On doit vérifier que : $A_{\text{adoptée}} \leq A_{\text{min}}$

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

- Les poutres principales :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_s = 8.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}}$ condition vérifiée (En travée)

$A_s = 9.23 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}}$ condition vérifiée (aux appuis)

- Les poutres secondaires :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_s = 8.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}}$ condition vérifiée (En travée)

$A_s = 8.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}}$ condition vérifiée (aux appuis)

b) Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifiée 99 ; Art 5.1.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime.

On a : $\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$

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

Avec : V_u : Effort tranchant max à l'ELU.

- Les poutres principales : $\tau_u = \frac{145.78 \times 10^3}{300 \times 400} = 1.214 < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPA}$

- Les poutres secondaires : $\tau_u = \frac{76.45 \times 10^3}{300 \times 350} = 0.728 < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPA}$

D'où la condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Influence de l'effort tranchant

- Influence sur le béton : (**Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99**)
- Il faut vérifier que : $V_u \leq \overline{V_u} = 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$
 - Les poutres Principales : $V_u = 145.78 \text{ KN} < \overline{V_u} = 720 \text{ KN}$
 - Les poutres secondaires : $V_u = 76.45 \text{ KN} < \overline{V_u} = 630 \text{ KN}$
- Influence sur les armatures : (**Art A.5.1,312/BAEL 91 modifié 99**)

Il faut vérifier que : $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} + (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d})$

Si : $V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armature pour équilibrer le moment.

Si : $V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$; les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- Les poutres principales : $145.78 - \frac{74.518}{0.9 \times 0.36} = -84.213 \text{ KN} < 0$
- Les poutres secondaires : $76.45 - \frac{55.411}{0.9 \times 0.315} = -119.003 \text{ KN} < 0$

D'où la condition est vérifiée ; il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence des barres : (**BAEL91/modifiée 99 Art A.6.1.3**)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\tau_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

Pour qu'il n'y aura pas risque d'entraînement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u \max}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

et : $\sum U_i$ est la sommes des périmètres utiles des barres

- Les poutres principales : $\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.37 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{145.78 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.36 \times 0.2637} = 1.706 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.706 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

- Les poutres secondaires : $\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 24.49 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{76.45 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.315 \times 0.2449} = 1.101 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.101 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

VII.2.4. Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art a.4.5.32 et Art B.6.3 /BAEL 91 modifié 99)

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

b) Etat limite de résistance du béton en compression :

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. La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

- Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible de béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Les contraintes sont déterminées par les formules suivantes :

$$\rho_l = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de ρ_l

Les résultats des contraintes sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

PP	Zone	Ms (KN.m)	Ast (cm ²)	ρ_1	β_1	K1	σ_s MPa	σ_{bc} MPa
1	En travée	30.26	8.01	0.741	0.876	25.32	119,79	4,73
	Aux appuis	50.54	8.01	0.741	0.876	25.32	200,08	7,90
2	En travée	13.19	8.01	0.741	0.876	25.32	52,22	2,06
	Aux appuis	41.95	9,23	0.854	0.869	23.17	145,28	6,27
3	En travée	50.69	8.01	0.741	0.876	25.32	200,67	7,93
	Aux appuis	54.25	8.01	0.741	0.876	25.32	214,76	8,48

Tableau VII.12 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres principales

PS	Zone	Ms (KN.m)	Ast (cm ²)	ρ_1	β_1	K1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)
1	En travée	16.88	8.01	0.848	0.869	23.17	76,99	3,32
	Aux appuis	31.12	8.01	0.848	0.869	23.17	141,93	6,13
2	En travée	9.70	8.01	0.848	0.869	23.17	44,24	1,91
	Aux appuis	18.05	8.01	0.848	0.869	23.17	82,32	3,55

Tableau VII.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres secondaires

D'où la condition est vérifiée

c) Vérification de la flèche : (Art.b.6.5,2/BAEL91 modifié99)

Grace au logiciel **ETABS**, nous avons pu obtenir les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées.

- Poutres principales : la plus grande valeur de la flèche est dans la travée L = 4,10 m.

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0.30 \text{ cm}$$

$$\text{on a : } f_{\max} < \bar{f}$$

d'où la condition est vérifiée

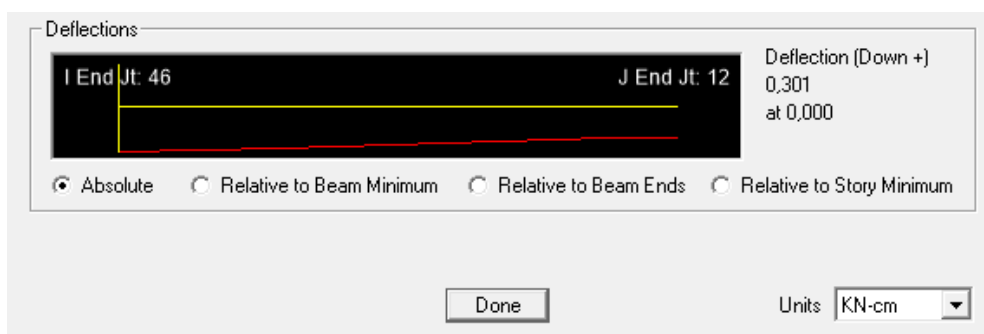


Figure VII.1 : Flèche des poutres principales

- Poutres secondaires : La plus grande valeur de la flèche est dans la travée L = 3,55 m.

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0.195 \text{ cm}$$

$$\text{on a : } f_{\max} < \bar{f}$$

d'où la condition est vérifiée

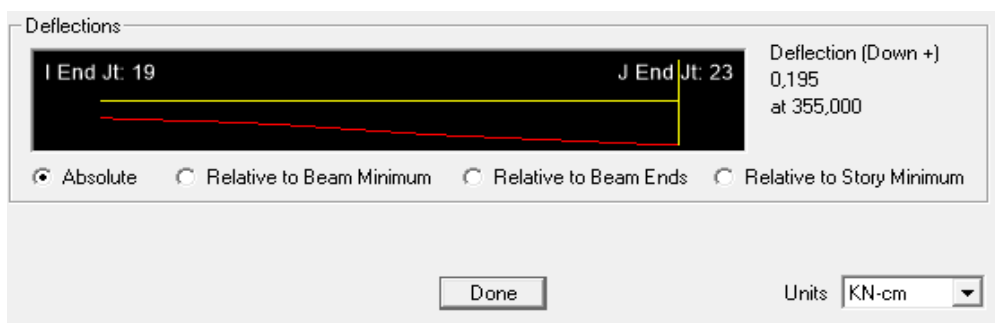


Figure VII.2 : Flèche des poutres secondaires

VII.3. Les voiles de contreventement :

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Les armatures verticales
- Les armatures horizontales
- Les Armatures transversales

➤ Les combinaisons de calcul :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$ (BAEL91 modifié 99)
- $G+Q$
- $G+Q \pm E$ (RPA99 version 2003)
- $0,8G \pm E$

VII.3.1. Calcul des armatures :

Pour avoir fait le calcul du ferrailage pour les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailer nos voiles par zones :

- Zone I : Entre sol 2
- Zone II : Entre sol 1 et le RDC
- Zone III : 1^{er} et 2^{ème} étage
- Zone IV : 3^{ème} et 4^{ème} étage

VII.3.1.1. Exposé de la méthode de calcul :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables N et M.

a) Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : la section du béton, (B = L × e)

L : la longueur de voile.

e : épaisseur de voile.

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier, $V = V' = \frac{L}{2}$

Avec :

Lc : longueur de la zone comprimée.

he : hauteur libre de l'étage.

Tel que :

Pour une S.E.C : Lc = longueur totale du voile.

Pour une S.E.T : Lc = 0 m ;

Pour une S.P.C : $Lc = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

Et : Lt = L - Lc

b) Calcul des efforts normaux :

$$N_T = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{voile}}{2}$$

c) Les armatures verticales : (**Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003**)

$$A_{vi} = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier.

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002 \times B \quad (\text{RPA version 2003 Art 7.7.4.1})$$

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1})$$

Avec : B : section du béton tendue

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

a) Armatures horizontales : (**Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003**)

La section d'armatures horizontale est égale à

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset .

b) 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 RPA 2003 : Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **4 épingles** au mètre carré.

c) Armatures de coutures : (Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

d) Règles communes du RPA 2003 : (Article 7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile (0,15 % .B)
 - En zone courante (0,10 % . B)
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

e) 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 $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

f) Espacement : (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e ; 30\text{cm}\}$$

g) Longueur de recouvrement : (Art: 7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VII.3.1.2. Vérifications à l'ELS :a) Contrainte du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15A_{\text{vadopt}}}$$

Avec :

$N_{t \max}$: effort normal max appliqué

B : section de béton

A_{vadopt} : section d'armatures adoptée

b) Contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA : (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V_u}{L \times e \times 0,9}$$

L : Longueur du voile

e : épaisseur du voile

- D'après le BAEL : (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99)

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0,9}$$

Avec :

τ_u : la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

VII.3.2.Exemple de calcul :

a) Caractéristique géométriques :

Voile : VT1

Zone : I

$$L = 1,8 \text{ m} ; e = 0,25 \text{ m} ; B = 0,45 \text{ m}^2 ; I = 0,122 \text{ m}^4 ; V = V' = \frac{L}{2} = 0,9 \text{ m}$$

b) Sollicitations de calcul :

Nmax= - 1123.26 KN	Mcorr= -891.29 KN.m	Tcorr= -227.05 KN
Nmin= - 88.91 KN	Mcorr= 996.92 KN.m	Tcorr= 241.78 KN
Mmax= 1019.1 KN.m	Ncorr= -234.98 KN	Tcorr= 244.65 KN

Tableau VII.1 : Sollicitations du voile VT1 (zone I)

c) Calcul des contraintes :

➤ 1^{er} cas :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-1123.26}{0.45} + \frac{(-891.29) \times 0.9}{0.122} = -9098.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{-1123.26}{0.45} - \frac{(-891.29) \times 0.9}{0.122} = 4106.00 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{\max} < 0$ et $\sigma_{\min} > 0$: c'est une section partiellement comprimée

➤ 2^{ème} cas :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-88.91}{0.45} + \frac{996.92 \times 0.9}{0.122} = 7187.01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{-88.91}{0.45} - \frac{996.92 \times 0.9}{0.122} = -7582.16 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{\max} > 0$ et $\sigma_{\min} < 0$: c'est une section partiellement comprimée

➤ 3^{ème} cas :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{1019.1}{0.45} + \frac{(-234.98) \times 0.9}{0.122} = 7026.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{1019.1}{0.45} - \frac{(-234.98) \times 0.9}{0.122} = -8071.01 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{\max} > 0$ et $\sigma_{\min} < 0$: c'est une section partiellement comprimée

d) Calcul de Lc et Lt :

Dans les trois cas on a des sections partiellement comprimées

➤ 1^{er} cas :

$$L_c = \frac{/\sigma_{\max}/}{/\sigma_{\max}/ + / \sigma_{\min}/} \times L = \frac{9098.27}{9098.27 + 4106} \times 1.8 = 1.24 \text{ m}$$

$$L_t = 1.8 - 1.24 = 0.56 \text{ m}$$

➤ 2^{ème} cas :

$$L_c = \frac{/\sigma_{\max}/}{/\sigma_{\max}/ + / \sigma_{\min}/} \times L = \frac{7187.01}{7187.01 + 7582.16} \times 1.8 = 0.88 \text{ m}$$

$$L_t = 1.8 - 0.88 = 0.92 \text{ m}$$

➤ 3^{ème} cas :

$$L_c = \frac{/\sigma_{\max}/}{/\sigma_{\max}/ + / \sigma_{\min}/} \times L = \frac{7026.65}{7026.65 + 8071.01} \times 1.8 = 0.84 \text{ m}$$

$$L_t = 1.8 - 0.84 = 0.96 \text{ m}$$

e) Calcul des efforts normaux :➤ 1^{er} cas :

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e}{2} = \frac{0.56 \times 9098.27 \times 0.25}{2} = 636.57 \text{ KN}$$

➤ 2^{ème} cas :

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e}{2} = \frac{0.92 \times 7187.01 \times 0.25}{2} = 830.17 \text{ KN}$$

➤ 3^{ème} cas :

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e}{2} = \frac{0.96 \times 7026.65 \times 0.25}{2} = 845.18 \text{ KN}$$

f) Calcul des armatures verticales :

$$A_v = \max \left(\frac{A_v}{L_t}; \frac{A_{min}}{L} \right)$$

$$A_{min} \geq \max \left(0.002 \times B; \frac{f_t 28 \times B}{f_e} \right) = \max \left(0.002 \times 25 \times 180; \frac{2.1 \times 180 \times 25}{400} \right)$$

$$A_{min} \geq \max(9; 23.63) = 23.63 \text{ cm}^2$$

➤ 1^{er} cas :

$$A_{vi} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{636.57}{40} = 15.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times T}{\sigma_s} \times \frac{L_t}{L} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 227.05}{40} \times \frac{0.56}{1.8} = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{vi} + A_{vj} = 15.91 + 2.72 = 18.63 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \max \left(\frac{18.63}{0.56}; \frac{23.63}{1.8} \right) = \max(33.25; 13.13) = 33.25 \text{ cm}^2$$

➤ 2^{ème} cas :

$$A_{vi} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{830.17}{40} = 20.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times T}{\sigma_s} \times \frac{L_t}{L} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 241.78}{40} \times \frac{0.92}{1.8} = 4.78 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{vi} + A_{vj} = 20.75 + 4.78 = 25.53 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \max \left(\frac{25.53}{0.92}; \frac{23.63}{1.8} \right) = \max(27.63; 13.13) = 27.63 \text{ cm}^2$$

➤ 3^{ème} cas :

$$A_{vi} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{845.18}{40} = 21.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times T}{\sigma_s} \times \frac{L_t}{L} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 244.65}{40} \times \frac{0.96}{1.8} = 5.04 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{vi} + A_{vj} = 21.18 + 5.04 = 26.21 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \max \left(\frac{26.21}{0.96}; \frac{23.63}{1.8} \right) = \max(27.24; 13.13) = 27.24 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures verticales du voile VT1 dans la zone I est :

$$A_v = 33.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Ferrailage :

Ferrailage adopté	A adoptée
2 × (6HA20)	37.68 cm ²

Tableau VII.2 : Ferrailage du voile VT1 (zone I)

g) Calcul des armatures horizontales :

$$A_H \geq \frac{A_v}{4} \geq \frac{33.25}{4} = 8.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{Hmin} = 0.15\%B = 0.15\%(180 \times 25) = 6.75 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 4\text{HA}12 \text{ cm}^2/\text{ml}$

h) Les armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles de HA8/m².

i) Espacement :

$$S_t \leq \min\{1.5e ; 30\text{cm}\}$$

$$\text{Zone I : } S_t \leq \min(1.5 \times 25 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(37.5 ; 30)$$

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

$$\text{Zone II, III et IV: } S_t \leq \min(1.5 \times 20; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(30 ; 30 \text{ cm})$$

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

j) Vérifications à l'ELS :

➤ Contrainte du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15A_{v \text{ adp}}} = \frac{845.18 \times 10^3}{1800 \times 250 + 15 \times 3642} = 1.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

➤ Contrainte de cisaillement :

• D'après le RPA : (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{1.4 \times 244.65 \times 10^3}{1800 \times 250 \times 0.9} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

- D'après le BAEL : (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99)

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{244.65 \times 10^3}{1800 \times 250 \times 0.9} = 0.604 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.604 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

	L	e	B	I	V=V'
Zone 1	1,8	0,25	0,45	0,1215	0,9
Zone 2,3,4	1,8	0,2	0,36	0,0972	0,9

Tableau VII.3 : Caractéristiques géométriques du voile

	L	e	B	I	V = V'
Zone 1	1,50	0,25	0,38	0,0703	0,75
Zone 2,3,4	1,50	0,20	0,30	0,0563	0,75

Tableau VII.4 : Caractéristiques géométriques du voile T2

	L	e	B	I	V=V'
Zone1	1,8	0,25	0,45	0,1215	0,9
Zone 2,3,4	1,8	0,2	0,36	0,0972	0,9

Tableau VII.5 : Caractéristiques géométriques du voile L1 et L2

Voile T1		Zone I			Zone II			Zone III			Zone IV		
Sollicitations	N	-1123,26	-88,91	-234,98	-840,56	-32,66	-416,81	-591,87	46,91	-466,84	-328,62	50,37	13,22
	M	-891,29	996,92	1019,09	65,70	105,55	517,65	13,07	181,55	-209,64	-58,29	195,74	199,55
	Vu	227,05	241,78	244,65	20,65	143,53	212,65	9,22	79,73	138,76	71,49	63,55	58,86
	Combinaison	GQEY	0,8GEY	GQEY	ELU	0,8GEY	GQEY	ELU	0,8GEY	GQEY	GQEY	0,8GEY	GQEY
	σ_{max}	-9098,27	7187,01	7026,65	-1726,56	886,59	3635,25	-1523,03	1811,32	-3237,89	-1452,56	1952,32	1884,41
	σ_{min}	4106,00	-7582,16	-8071,01	-2943,22	-1068,04	-5950,86	-1765,14	-1550,71	644,33	-373,11	-1672,49	-1810,96
	Lt	0,56	0,92	0,96	0,00	0,98	1,12	0,00	0,83	0,30	0,00	0,83	0,88
	Nt	-636,57	830,17	845,18	0,00	87,20	406,22	0,00	150,38	-96,73	0,00	162,14	166,23
Armatures verticales	Avi	15,91	20,75	21,18	0,00	2,18	10,16	0,00	3,76	2,42	0,00	4,05	4,16
	Avj	2,72	4,78	5,04	0,91	3,02	5,08	0,41	1,42	0,89	2,75	1,13	1,11
	Av	18,63	25,53	26,21	0,91	5,20	15,24	0,41	5,18	3,30	2,75	5,18	5,27
	Av/Lt	33,29	27,63	27,24	0,51	5,29	13,64	0,23	6,23	11,06	1,53	6,24	5,97
	Amin	23,63	23,63	23,63	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90
	Amin/L	13,13	13,13	13,13	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50
	Av	33,29			13,64			11,06			10,5		
	Ferraillage	2(6HA20)			2 (6ha14)			2(6HA12)			2(6HA12)		
	A adoptée	37,68			18,46			13,56			13,56		
Armatures Horizontales	Ah	8,32			3,41			2,77			2,63		
	Ahmin	6,75			5,40			5,40			5,40		
	Ferraillage	2(4HA12)			2(4HA12)			2(4HA12)			2(4HA12)		
	A adoptée	9,04			9,04			9,04			9,04		
Armatures transversales	Ferraillage	4ep HA8			4ep HA8			4ep HA8			4ep HA8		
Espacement St	Zone Courante	15 cm			15 cm			15 cm			15 cm		
	Zone Nodale	10 cm			10 cm			10 cm			10 cm		
Verifictaion	$\bar{\sigma}_{bc}=15$ MPa	$\sigma_{bc} = 1,67 < 15$			$\sigma_{bc} = 1,06 < 15$			$\sigma_{bc} = 0,39 < 15$			$\sigma_{bc} = 0,44 < 15$		
	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	$\tau_b = 0,85 < 5$			$\tau_b = 0,92 < 5$			$\tau_b = 0,59 < 5$			$\tau_b = 0,31 < 5$		
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	$\tau_u = 0,61 < 3,26$			$\tau_u = 0,65 < 3,26$			$\tau_u = 0,43 < 3,26$			$\tau_u = 0,22 < 3,26$		

Voile T2		Zone I			Zone II			Zone III			Zone IV			
Sollicitations	N	-1746,18	677,41	-84,22	-1189,53	239,13	-338,42	-644,8	-79,59	-491,83	-337,9	-4,03	-291,52	
	M	16,29	44,22	467,27	-18,97	59,3	278,27	-25,84	53,17	-149,12	-24,88	3,81	-131,95	
	Vu	87,66	101,09	149,49	67,04	107,99	154,61	41,66	73,41	53,74	26,14	33,56	19,01	
	Combinaison	GQEX	0,8GEX	GQEY	GQEX	0,8GEX	GQEY	GQEX	0,8GEX	GQEY	GQEX	0,8GEX	GQEY	GQEX
	σ_{max}	-4482,72	2278,11	4759,63	-4218,03	1587,77	2582,20	-2493,87	443,63	-3627,70	-1458,07	37,37	-2731,07	
	σ_{min}	-4830,24	1334,75	-5208,80	-3712,17	6,43	-4838,33	-1804,80	-974,23	348,83	-794,60	-64,23	787,60	
	Lt	0,00	1,50	0,78	0,00	1,50	0,98	0,00	1,03	0,13	0,00	0,95	0,34	
Nt	0,00	427,15	466,32	0,00	238,17	252,55	0,00	45,72	-47,73	0,00	3,54	-91,70		
Armatures verticales	Avi	0,00	10,68	11,66	0,00	5,95	6,31	0,00	1,14	1,19	0,00	0,09	2,29	
	Avj	3,37	3,89	3,01	2,58	4,16	3,88	1,60	1,94	0,18	1,01	0,82	0,16	
	Av	3,37	14,57	14,67	2,58	10,11	10,19	1,60	3,09	1,37	1,01	0,91	2,46	
	Av /Lt	2,25	9,71	18,71	1,72	6,74	10,42	1,07	2,99	10,45	0,67	0,95	7,32	
	Amin	19,69	19,69	19,69	15,75	15,75	15,75	15,75	15,75	15,75	15,75	15,75	15,75	
	Amin/L	13,13	13,13	13,13	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	
	Av	18,71			10,50			10,50			10,50			
	Ferraillage	2(7HA14)			2(7HA12)			2(7HA12)			2(7HA12)			
A adoptée	21,54			15,82			15,82			15,82				
Armatures horizontales	Ah	4,68			2,63			2,63			2,63			
	Ahmin	5,63			4,50			4,50			4,50			
	Ferraillage	2(4HA10)			2(4HA10)			2(4HA10)			2(4HA10)			
	A adoptée	6,28			6,28			6,28			6,28			
Armatures transversales	Ferraillage	4ep HA8			4ep HA8			4ep HA8			4ep HA8			
Espacement St	Zone Courante	15 cm			15 cm			15 cm			15 cm			
	Zone Nodale	10 cm			10 cm			10 cm			10 cm			
Verificiaon	$\sigma_{bc}=15$ MPa	$\sigma_{bc} = 1,15 < 15$			$\sigma_{bc} = 0,78 < 15$			$\sigma_{bc} = 0,15 < 15$			$\sigma_{bc} = 0,28 < 15$			
	$\tau_b = 5$ MPa	$\tau_b = 0,78 < 5$			$\tau_b = 0,80 < 5$			$\tau_b = 0,38 < 5$			$\tau_b = 0,18 < 5$			
	$\tau_u = 3,26$ MPa	$\tau_u = 0,45 < 3,26$			$\tau_u = 0,57 < 3,26$			$\tau_u = 0,27 < 3,26$			$\tau_u = 0,13 < 3,26$			

Voile L1		Zone I			Zone II			Zone III			Zone IV		
Solllicitations	N	-1073,76	-172,21	-1006,51	-893,67	-177,88	-706,30	-665,10	-104,90	-515,47	-353,06	-20,69	-240,99
	M	-709,29	716,96	735,50	-14,51	8,85	-371,58	-47,57	78,79	-205,99	-50,67	16,92	-142,46
	Vu	171,63	176,30	183,65	1,79	28,80	132,25	16,52	75,03	111,59	20,00	32,62	38,05
	Combinaison	GQEX	0,8GEX	GQEX	ELU	0,8GEY	GQEX	ELU	0,8GEX	GQEX	ELU	0,8GEX	GQEX
	σ_{max}	-7640,13	4928,13	3211,46	-2616,77	-412,17	-5402,50	-2287,96	438,15	-3339,18	-1449,89	99,19	-1988,49
	σ_{min}	2867,87	-5693,50	-7684,84	-2348,06	-576,06	1478,61	-1407,04	-1020,93	475,45	-511,56	-214,14	649,66
	Lt	0,49	0,96	1,27	0,00	0,00	0,39	0,00	1,26	0,22	0,00	1,23	0,44
Nt	-469,16	594,36	509,61	0,00	0,00	-208,96	0,00	55,18	-74,91	0,00	12,20	-88,14	
Armatures verticales	Avi	15,91	20,75	21,18	0,00	2,18	10,16	0,00	3,76	2,42	0,00	0,31	2,20
	Avj	1,80	3,64	4,99	0,08	0,00	1,09	0,73	2,02	0,54	0,77	0,86	0,36
	Av	17,72	24,39	26,17	0,08	2,18	11,25	0,73	5,78	2,95	0,77	1,16	2,56
	Av/Lt	36,07	25,28	20,61	0,04	1,21	29,08	0,41	4,59	13,17	0,43	0,95	5,78
	Amin	23,63	23,63	23,63	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90
	Amin/L	13,13	13,13	13,13	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50
	Av	36,07			29,08			13,17			10,50		
	Ferraillage	2(6HA20)			2(3HA20+3HA16)			2(6HA12)			2(6HA12)		
	A adoptée	37,68			30,9			13,56			13,56		
Armatures horizontales	Ah	9,02			7,27			3,29			2,63		
	Ahmin	6,75			5,40			5,40			5,40		
	Ferraillage	2(4HA12)			2(4HA12)			2(4HA12)			2(4HA12)		
	A adoptée	9,04			9,04			9,04			9,04		
Armatures transversales	Ferraillage	ep 4HA8			ep 4HA8			ep 4HA8			ep 4HA8		
	Espacement St	Zone courante			15 cm			15 cm			15 cm		
		Zone Nodale			10 cm			10 cm			10 cm		
Verification	$\bar{\sigma}_{bc}=15$ MPa	$\sigma_{bc} = 1,31 < 15$			$\sigma_{bc} = 0,58 < 15$			$\sigma_{bc} = 0,21 < 15$			$\sigma_{bc} = 0,25 < 15$		
	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	$\tau_b = 0,63 < 5$			$\tau_b = 0,57 < 5$			$\tau_b = 0,48 < 5$			$\tau_b = 0,16 < 5$		
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	$\tau_u = 0,45 < 3,26$			$\tau_u = 0,41 < 3,26$			$\tau_u = 0,34 < 3,26$			$\tau_u = 0,12 < 3,26$		

Voile L2		Zone I			Zone II			Zone III			Zone IV		
Sollicitations	N	-1716,05	340,19	-957,30	-1126,54	-44,59	-730,13	-645,57	-121,00	-488,57	-363,04	-20,87	-180,05
	M	-27,69	19,33	-554,15	-28,40	8,29	-312,63	-9,81	5,16	-141,83	-8,76	-4,24	69,44
	Vu	28,24	12,34	300,16	25,46	15,05	260,25	11,71	2,14	169,84	14,87	3,58	65,42
	Combinaison	GQEY	0,8GEY	GQEX	GQEY	0,8GEY	GQEX	ELU	0,8GEY	GQEX	ELU	0,8GEY	GQEX
	σ_{max}	-4018,56	899,16	-6232,15	-3392,24	-47,10	-4922,86	-1884,08	-288,33	-2670,38	-1089,56	-97,23	142,82
	σ_{min}	-3608,33	612,79	1977,48	-2866,31	-200,62	866,58	-1702,42	-383,89	-43,90	-927,33	-18,71	-1143,10
	Lt	0,85	0,73	0,43	0,00	0,00	0,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,60
Nt	-427,77	82,00	-337,76	0,00	0,00	-132,64	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	22,85	
Armatures verticales	Avi	10,69	2,05	8,44	0,00	0,00	3,32	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,57
	Avj	0,51	0,19	2,78	1,13	0,00	1,50	0,52	0,00	0,00	0,57	0,00	2,24
	Av	11,21	2,24	11,23	1,13	0,00	4,82	0,52	0,00	0,00	0,57	0,00	2,81
	Av/Lt	13,16	3,07	25,90	0,63	0,00	17,87	0,29	0,00	0,00	0,32	0,00	1,76
	Amin	23,63	23,63	23,63	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90
	Amin/L	13,13	13,13	13,13	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50
	Av	25,90			17,87			10,50			10,50		
	Ferraillage	2(7ha16)			2(7ha14)			2(7ha12)			2(7ha12)		
A adoptée	28,14			21,54			15,82			15,82			
Armatures horizontales	Ah	6,48			4,47			2,63			2,63		
	Ahmin	6,75			5,40			5,40			5,40		
	Ferraillage	2(4HA12)			2(4HA12)			2(4HA12)			2(4HA12)		
	A adoptée	9,04			9,04			9,04			9,04		
Armatures transversales	Ferraillage	4 ep HA8			4ep HA8			4ep HA8			4ep HA8		
Espacement St	Zone courante	15 cm			15 cm			15 cm			15 cm		
	Zone Nodale	10 cm			10 cm			10 cm			10 cm		
Verification	$\bar{\sigma}_{bc}=15$ MPa	$\sigma_{bc} = 0,87 < 15$			$\sigma_{bc} = 0,34 < 15$			$\sigma_{bc} = 0 < 15$			$\sigma_{bc} = 0,06 < 15$		
	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	$\tau_b = 1,03 < 5$			$\tau_b = 1,12 < 5$			$\tau_b = 0,74 < 5$			$\tau_b = 0,28 < 5$		
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	$\tau_u = 0,74 < 3,26$			$\tau_u = 0,80 < 3,26$			$\tau_u = 0,53 < 3,26$			$\tau_u = 0,20 < 3,26$		

Chapitre VIII

Calcul du voile périphérique

Introduction :

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir des voiles périphériques destinée a reprendre les efforts de poussée et du butée des terres.

VIII.1. Pré dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

VIII.2 .Méthode de calcul :**VIII.2.1. Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont: σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

Avec : K_0 : coefficient des poussées des terres au repos

$$(K_0 = 1 - \sin \varphi)$$

φ : Angle de frottement interne.

VIII.2.2.Caractéristiques du sol :

Surcharges éventuelles $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

Poids volumique des terres = $20 \text{ KN} / \text{m}^3$

Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$

Cohésion $c = 0$

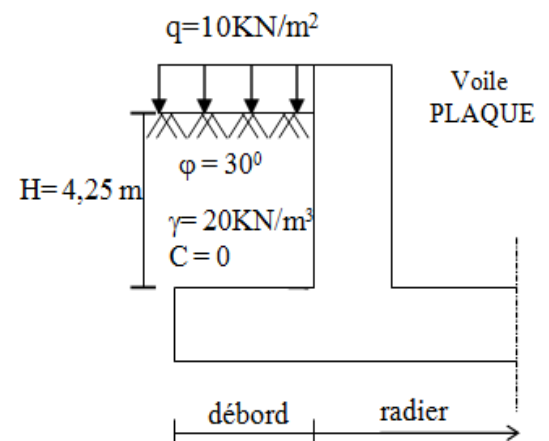


Figure VIII.1 : schéma statique du voile périphérique

VIII.2.3. Calcul des sollicitations :

➤ à l'ELU:

$$K_0 = 1 - \sin 30 = 0,5$$

$$\sigma_h = K_0 (1,5q + 1,35 \gamma h)$$

-pour : $h=0$, $\gamma_1 = 8.70 \text{ KN/m}^2$

-pour : $h= 4.25 \text{ m}$, $\gamma_2 = 82.65 \text{ KN/m}^2$

➤ à l'ELS :

$$\sigma_h = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

-pour $h=0$ $\gamma_1 = 5.8 \text{ KN/m}^2$

-pour $h= 4.25 \text{ m}$ $\gamma_2 = 55.10 \text{ KN/m}^2$

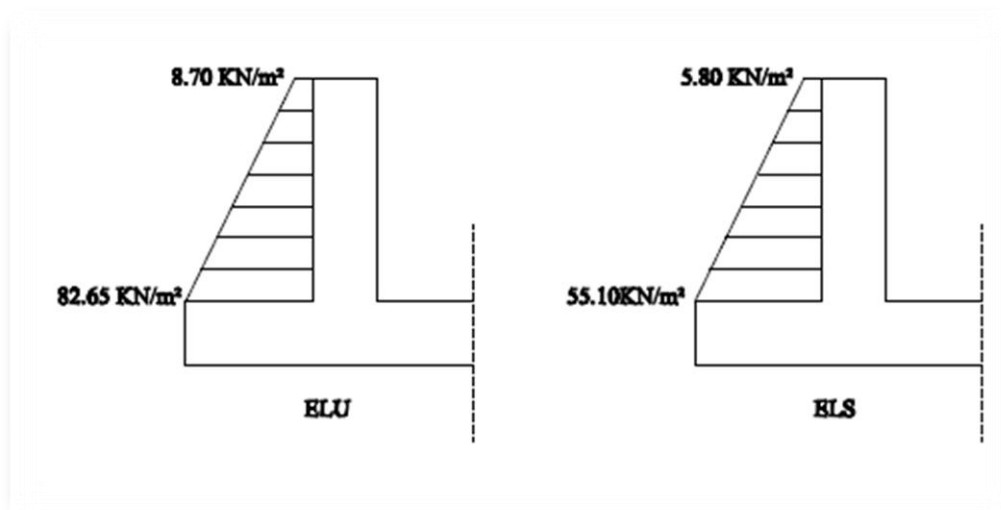
VIII.2.4. Diagramme des contraintes :

Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes à l'ELU et l'ELS.

VIII.2.5. Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1\text{m}}{4} = \frac{(3 \times 82.65 + 8.70) \times 1}{4} = 64.16 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1\text{m}}{4} = \frac{(3 \times 55.10 + 5.80) \times 1}{4} = 42.77 \text{ KN/m.}$$

VIII.3. Méthode de calcul :

Le voile périphérique il sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées des quatre cotés.

VIII.3.1.Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
 - 0,3 → appui de rive
 - 0,5 → autre appui

VIII.3.2. Identification des panneaux :

$$L_x = 4.10m$$

$$L_y = 4.25m$$

$$0.4 < \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.10}{4.25} = 0.90 < 1 \quad \longrightarrow \quad \text{Le panneau travaille dans les deux sens}$$

VIII.3.3. Calcul des moments isostatiques :

- ELU : $v = 0$

$$\rho = 0.90 \longrightarrow \begin{cases} u_x = 0,0458 \\ u_y = 0,778 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u l_x^2 = 0,0458 \times 64.16 \times 4.10^2 = 49.39 \text{KN. m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,778 \times 49.39 = 38.43 \text{KN. m}$$

➤ **Correction des moments :**

Sens xx :

- Aux appuis : $M_a = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 49,39 = 24,69 \text{ KN. m}$
- En travée : $M_t = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 49,39 = 37,04 \text{ KN. m}$

Sens yy :

- Aux appuis : $M_a = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 38,43 = 19,21 \text{ KN. m}$
- En travée : $M_t = 0,75M_{oy} = 0,75 \times 38,43 = 28,82 \text{ KN. m}$

- **ELS :** $\nu = 0,2$

$$\rho = 0,90 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} u_x = 0,0529 \\ u_y = 0,846 \end{array} \right.$$

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s l x^2 = 0,0529 \times 42,77 \times 4,10^2 = 38,03 \text{ KN. m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,846 \times 38,03 = 32,17 \text{ KN. m}$$

➤ **correction des moments :**

Sens XX :

- Aux appuis : $M_a = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 38,03 = 19,01 \text{ KN. m}$
- En travée : $M_t = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 38,03 = 28,52 \text{ KN. m}$

Sens YY :

- Aux appuis : $M_a = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 32,17 = 16,08 \text{ KN. m}$
- En travée : $M_t = 0,75M_{oy} = 0,75 \times 32,17 = 24,12 \text{ KN. m}$

VIII.3.4.Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

VIII.3.5. Détermination des armatures longitudinales :

$$h = 20 \text{ cm}$$

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \times h = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 2003/Art 10.1.2)}$$

Sens	zone	M_u KN.m	μ	μ_1	Type	β	A cm ²	A_{\min} cm ²	$A_{\text{adoptée}}$ cm ²	St cm
XX	Appuis	24.69	0,060	0,392	SSA	0,696	5.99	2	6HA12/ml=6.78	15
	Travée	37.04	0,090	0,392	SSA	0,953	6.56	2	6HA12/ml=6.78	15
YY	Appuis	19.21	0.046	0,392	SSA	0.976	3.32	2	6HA12/ml=6.78	15
	Travée	28.82	0.070	0.392	SSA	0.964	5.05	2	6HA12/ml=6.78	15

Tableau VIII.1 : Ferrailage du voile

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

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \delta_{st}}$$

➤ Armatures horizontales

$$\text{Travée : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{6.78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{6HA10/ml}$$

$$\text{Appuis : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{6.78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{6HA10/ml}$$

- Espacement des armatures :

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

$$\text{Armatures principales } St < \min \{ 3 \times h ; 33\text{cm} \}$$

Dans le sens XX : $St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

Dans le sens YY : $St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

VIII.3.6. Calcul des armatures transversales

Selon le **BAEL91**, le diamètre des armatures transversales doit vérifier

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = \phi_t \leq \min \left(\frac{1000}{35}; 12mm; \frac{200}{10} \right) = \min(28,57; 12; 20) = 12mm$$

Soit : $\phi_t = 8mm$

Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8. (**Art 7.7.4.3/RPA**)

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit : **A_t = 4HA8 = 2.01cm²**.

VIII.4.Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité : (**Art A.4.2/BAEL 91**)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopte} > A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \quad A_{min} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,05cm^2$$

Dans le sens xx : 6HA12 = 6.78 cm² > A_{min} = 2,05 cm² **Condition vérifiée**

Dans le sens yy : 6HA12 = 6.78 cm² > A_{min} = 2,05 cm² **Condition vérifiée**

VIII.4.1.Vérification à l'ELS

- a) Etat limite d'ouverture des fissures : (**Art .A.5.3,2/BAEL 91**)

Notre mur peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on va considérer les fissurations comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \times f_e}{3} \max (0,5 \times f_e ; 100 \times \sqrt{1,6 \times f_{tj}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63MPa$$

- b) Etat limite de compression de béton : (**Art .A.5.3,2/BAEL 91**)

➤ **Contrainte dans l'acier**

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

$$\rho = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 17} = 0,39 \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 36.33 \\ k = \frac{1}{K_1} = 0,027 \\ \beta = 0,903 \end{array} \right.$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d} = \frac{19.01 \times 10^{-3}}{0,976 \times 0,17 \times 3.29 \times 10^{-4}} = 114.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

D'où la condition est vérifiée.

Sens		M _s [KN.m]	A [cm ²]	ρ	β ₁	K ₁	σ _s [MPa]	σ _{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs
X-X	Appuis	19.01	3.29	0.19	0.943	72.72	114.57	1.57	348	15	cv
	Travée	28.52	4.99	0.29	0.915	43.82	328.75	7.50			cv
Y-Y	Appuis	16.08	2.77	0.16	0.944	74.29	361.73	4.86			cv
	Travée	24.12	4.20	0.24	0.921	48.29	366.79	7.50			cv

Tableau VII.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa}$$

D'où la condition est vérifiée.

c) Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

h: Hauteur totale (20 cm).

L: Portée entre nus d'appuis

M_t: Moment max en travée.

M_o: Moment max de la travée isostatique.

A : Section des armatures.

b : Largeur de la section.

d: Hauteur utile de la section droite.

$$M_t = 37.04 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 42.77 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{42.77 \times 4.25^2}{8} = 96.56 \text{ KN. m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.2 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{37.04}{10 \times 96.56} = 0.0383 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.78}{100 \times 17} = 0.0039 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée}$$



Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol (fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux ; fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Un choix du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter.

Choix du type des fondations :

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol (σ_{sol}).
- Charges qui leurs sont transmises.
- Distance entre axes des poteaux.
- Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

1.35G+1.5Q (ELU) (**BAEL91/révisé99**)[2].

[Combinaisons d'actions sismiques (**RPA 99 version 2003**) [1].

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain l'autorise.

Différents fonction 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.

Dimensionnement :**Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s max qui est obtenue à la base de tous les poteaux du Sol.

$$A.B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Où :

- N_s .max : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS).

- S : Surface d'appui de la semelle ($S=A \times B$).

- $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier.

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{45}{45} = K = 1 \quad A = B \text{ (Poteau carré)}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple

$$N_{ser} = 951.51 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{951.51}{200}}$$

$$B \geq 2.18 \text{ m}$$

La distance minimale entre axes des poteaux est de 2.18 m (Distance insuffisante pour accueillir deux semelles isolées). Ce qui expose ces dernières au chevauchement. Ce type de fondation n'est donc pas approprié pour l'ouvrage en question.

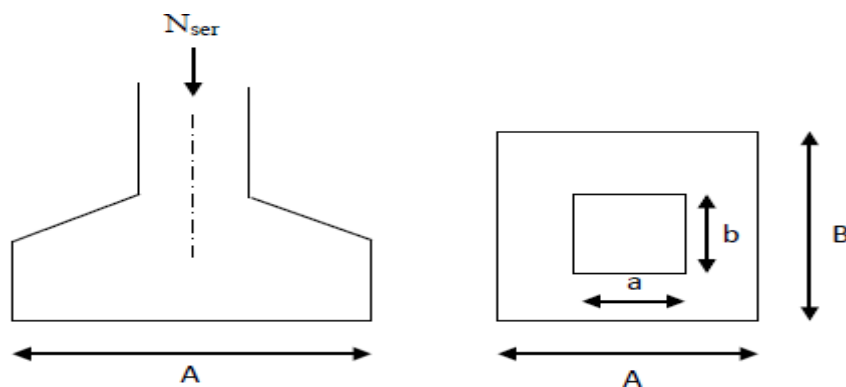


Figure IX.1 : Dimensionnement d'une fondation

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, alors il faut opter pour des semelles filantes.

semelles filantes**1) Semelles filantes sous voiles**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle ;

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ;

N_{ser} : Effort normal transmis par le voile à l'ELS.

Avec : $Ns = G + Q$

➤ **Pré dimensionnement des semelles filantes sous voiles**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S} = \frac{N_{ser}}{B.L} \Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{L.\sigma_{sol}} \text{ Avec :}$$

B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle ;

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ;

N_{ser} : Effort normal transmis par le voile à l'ELS.

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B(m)	Nombre de voiles	S (m ²) S=(BxLxN)
VT1	600.7	1.8	1.67	4	12
VT 2	528.12	1.5	1.76	2	5.28
Σ	3459.04				17.28

Tableau IX.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B(m)	Nombre de voiles	S (m ²) S=(BxLxN)
VL1	651.22	1.8	1.8	4	12.96
VL2	807.54	1.8	2.24	1	4.03
Σ	3412.42				16.99

Tableau IX.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinales)

$S_v = \sum S_i = \sum B_i \times L_i = 16.99 + 17.28 = 34.27 \text{ m}^2$ Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes voiles.

2) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (file de poteaux les plus sollicités).

➤ Etapes de calcul :

-Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

-Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

e_i : Excentricité par rapport au centre de gravité.

-Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{1}{6}$ → Répartition trapézoïdale

$e > \frac{1}{6}$ → Répartition triangulaire

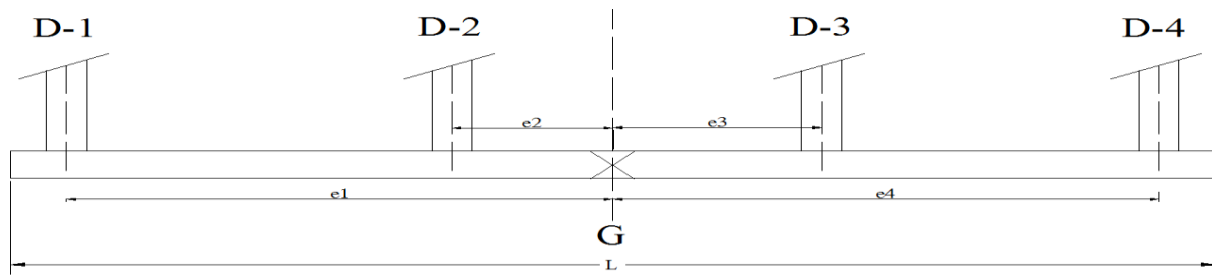


Figure IX.2 : Semelle continue sous poteaux.

On fera le calcul sur le portique transversale (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

poteaux	Ns (KN)	ei (m)	Ni*ei (KN.m)	Mi
D1	859.96	5.7	4901.77	-1.750
D2	813.41	1.6	1301.45	4.954
D3	620.28	-5.7	-3534.59	-0.899
D4	943.54	-1.6	-1509.66	-8.185
Σ	3237.19		1158.97	-5.88

Tableau IX.3 : Résultante des charges sous poteaux.

➤ **Exemple de calcul**

-La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \Sigma N_s = 3156.47KN$

-Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\Sigma N_i e_i + \Sigma M_i}{R} = \frac{1158.97 - 5.88}{3237.19} = 0.36.$$

Donc l'excentricité e vaut : **0.36m**

$$e = 0.36 = \frac{1 - \frac{11.40}{6}}{\frac{11.40}{6}} = 1.9m \quad \longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q \text{ min} = \frac{R(1-6e)}{L} = \frac{3237.19(1 - \frac{6 \times 0.36}{11.40})}{11.40} = 230.16 \text{ KN/ml.}$$

$$q \text{ max} = \frac{R(1+6e)}{L} = \frac{3237.19(1 + \frac{6 \times 0.36}{11.40})}{11.40} = 337.76 \text{ KN/ml.}$$

$$q(l/4) = \frac{R(1+6e)}{L} = \frac{3237.19(1 + \frac{3 \times 0.36}{11.40})}{11.40} = 310.86 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(l/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{310.86}{200} = 1.5m \quad \text{on prend : } B = 1.5m$$

$$Sp = B \times L = 1.5 \times 11.40 = 17.10 \text{ m}^2 \quad \text{Sp} = \mathbf{17.10m^2}$$

Avec : Sp : Surface totale des semelles filantes sous poteaux.

Enfin la surface totale occupée par les semelles filantes est : **Stot = Sv + n Sp**

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$Stot = Sv + n Sp = 34.27 + 17.10 \times 8 = \mathbf{171.07m^2}$$

-La surface totale de bâtiment : $S_{\text{bâtiment}} = 24 \times 11.40 = \mathbf{273.60 m^2}$

-Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

-Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{Stot}{S_{\text{batiment}}} = \frac{171.07}{273.60} = 0.62 \times 100 = 62\%$$

La surface totale des semelles filantes dépasse 50% de la surface du sol d'assise

($S_t > 50\% S_{\text{bat}}$), alors on opte pour un radier général.

Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la s à un réseau orthogonal de nervures (longrines), de ce fait les radiers se comportent mécaniquement comme des planchers inversés, soumis à l'action mécanique de portance du sol.

IX.4.1 Pré dimensionnement :

L'épaisseur (h_n) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Formule empirique :**

$$h_n \geq \frac{410}{10} = 41 \text{ cm}$$

Avec :

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives ($L_{\max}=410\text{cm}$).

➤ **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm tel-que : ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

➤ **Selon la condition forfaitaire :**

.-La nervure : La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Soit : $h_n = 80 \text{ cm}$.

➤ **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec,

L_e : Longueur élastique.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale déferée ($E= 10818.865$ MPa).

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40$ MPa

L_{max} : La plus grande distance entre deux files successives.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.10\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.80 \text{ m}$$

Soit : $h=80\text{cm}$.

➤ **Sous poteaux :**

-La dalle : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$H_d \geq L_{max} / 20$; Avec : $L_{max} = 4.10$ m

$$h_d \geq \frac{410}{20} = 20.50 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 30\text{cm}$.

-Épaisseur de la dalle flottante « h_t » :

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40} \text{ (Dalle sur 4 appuis).}$$

$$8.2 \leq h_t \leq 10.25$$

$$h_t = 10\text{cm}$$

-Largueur des nervures « b_n »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$0,4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0,7 \times 100 = 50\text{cm.}$$

$$b_n = 50 \text{ cm.}$$

Les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

- . **Hauteur des nervures** : $h_n = 80\text{cm}$.
- . **Largeur des nervures** : $b_n = 50\text{ cm}$.
- . **Hauteur de la dalle du radier** : $h_r = 30\text{ cm}$.
- . **Hauteur de la dalle flottante** : $h_t = 10\text{ cm}$.
- . **Enrobage** : $c = 3\text{ cm}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

➤ **Calcul des charges nécessaires au radier :**

Combinaisons d'actions :

$$\left. \begin{array}{l} G = 23089.37 \text{ KN} \\ Q = 3452.51 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ (Les résultats de l'ETABS)}$$

$$\text{L'ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 23089.37 + 1.5 \times 3452.51 = 36349.41 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS : } N_s = G + Q = 23089.37 + 3452.51 = 26541.88 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N'_u}{1.33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{36349.41}{1.33 \times 200} = 136.65 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N'_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{26541.88}{200} = 132.70 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 136.65 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} > S_{\text{rad}}$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL.

Calculé comme suit :

-Longueur de débord :

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30\right) = 40 \text{ cm.}$$

Donc le débord est de : 40 cm.

$$S_{\text{débord}} = L_{\text{déb.}} \cdot P$$

$$= (24.00 + 11.40) \times 2 \times 0.4 = 28.32 \text{ m}^2$$

P : périmètre de notre bâtiment

-Surface totale du radier :

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}} = 273.60 + 28.32 = 301.92 \text{ m}^2$$

Poids du radier Combinaison d'actions :

➤ **Détermination des efforts à la base du radier :**

Pradier = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du TVO + Poids de la dalle flottante

• **Poids propre du radier « G radier » :**

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

-Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 301.92 \times 0.3 \times 25 = 2264.4 \text{ KN.} \quad \mathbf{P_{dalle} = 2264.40 \text{ KN}}$$

-Poids des nervures :

$$P_{\text{ner}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \Sigma (l_x \times n + l_y \times m)$$

$$P_{\text{ner}} = 0.50 (0.8 - 0.3) \times 25 \Sigma (24 \times 8 + 11.40 \times 4) \quad \mathbf{P_{ner} = 1485 \text{ KN}}$$

-Poids du remblai : (Tout-venant d'oued).

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = b_n \Sigma (l_x \times n + l_y \times m) = 0.50 \Sigma (24 \times 8 + 11.4 \times 4) = 118.80 \text{ KN}$$

$$P_{\text{TVO}} = (301.92 - 118.80) \times (0.8 - 0.3) \times 17 = 1556.52 \text{ KN} \quad \mathbf{P_{TVO} = 1556.52 \text{ KN}}$$

-Poids De la dalle flottante :

$$P_{df} = S_{radier} \times e_{pdf} \times \rho b$$

$$P_{df} = 301.92 \times 0.1 \times 25 = 754.80 \text{ KN.} \quad \mathbf{P_{df} = 754.80 \text{ KN}}$$

$$Pradier = 2264.40 + 1485 + 1556.52 + 754.80 = 6060.72 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Pradier = 6060.72 \text{ KN}}$$

-Poids totale de l'ouvrage :

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{bâtiment}$$

$$Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{bâtiment}$$

$$G_{tot} = 6060.72 + 23089.37 = 29150.09 \text{ KN} \quad \mathbf{G_{tot} = 29150.09 \text{ KN}}$$

-La charge d'exploitation: Q = 2.5 KN/m² (usage bureau)

$$Q_{tot} = 2.5 \times 301.92 + 3452.51 = 4207.31 \text{ KN} \quad \mathbf{Q_{tot} = 4207.31 \text{ KN}}$$

$$\text{À l'ELU : } N_u = 1.35G_{\text{total}} + 1.5Q_{\text{total}} = 1.35 \times 29150.09 + 1.5 \times 4207.31 = 45663.58 \text{ KN.}$$

$$\text{À l'ELS : } N_s = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 29150.09 + 4207.31 = 33357.40 \text{ KN.}$$

Vérifications :

➤ **Vérification à la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1 ,211/BAEL91modifiée99)[3]**

La fissuration est préjudiciable, d'où :

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{45663.58 \times 1}{301.92} \times \frac{4.10}{2} = 310.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{310.05 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.148 \text{ MPa}$$

$r_u = 1,148 \text{MPa} \leq r_{adm} = 2,5 \text{MPa}$. Condition vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Poussée hydrostatique**

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S \text{ radier} \times w$$

Avec :

- . P : Poids total à la base du radier ($P = 29150.09 \text{KN}$).
- . F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1,5$).
- . w : Poids volumique de l'eau ($w = 10 \text{KN/m}$).
- . h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 0.8 \text{m}$).
- . S : Surface du radier ($S = 301.92 \text{m}^2$).

Donc :

$$P = 29150.09 \text{KN} > 1.5 \times 2 \times 301.92 \times 10 = 9057.60 \text{KN}.$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

➤ **Poinçonnement (Art A.5.2 ,42/ BAEL91modifiée99) [3] :**

$$Q_u \leq U_c \cdot h \cdot \frac{f_{ci}}{\gamma_b}$$

Avec :

- . Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).
- . h : Hauteur totale des nervures ($h = 0.8 \text{m}$).
- . U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

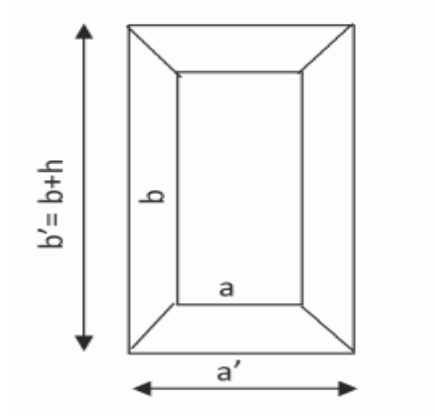


Figure IX.3 : Périmètre utile des poteaux.

Sous poteau :

$$U_c = (a'+b') = 2(a + b+2h) = 2x (0.45+0.45+2x0.8) = 5.0m.$$

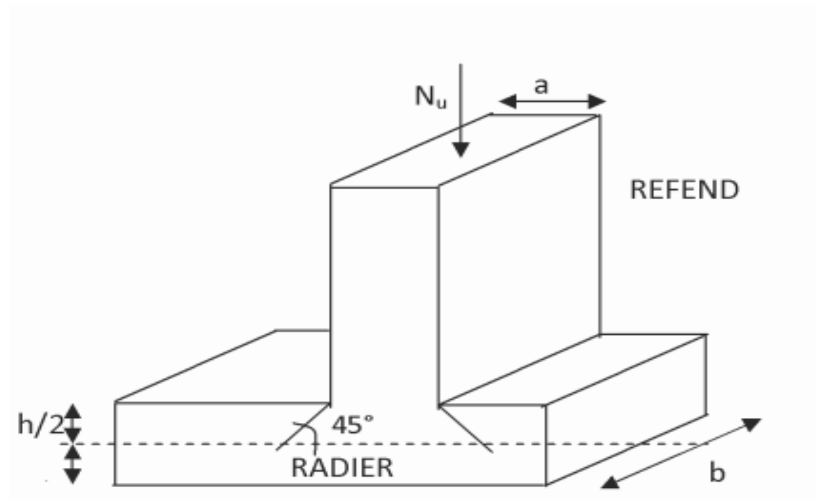


Figure IX.4. Périmètre utile des voiles.

Sous voile :

$$U_c = 2(a'+b') = 2(a + b+2h) = 2x (0.20 + 1.7 + 2x 0.8) = 7.0 m.$$

Donc :

-Sous poteau :

$$N_u = 1295.20 \text{ KN} < 0.045 \times 5 \times 0.8 \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 3000 \text{ KN.} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

-Sous voile

$$N_u = 1106.63 \text{ KN} < 0.045 \times 7 \times 0.8 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 4200 \text{ KN.} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

IX.4.5 Vérification de la stabilité du radier :

➤ **Calcul du centre de gravité du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12.00 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5.70 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = bh^3/12 = 24 \times 11.40^3/12 = 2963.088 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = h b^3 / 12 = 11.40 \times 24^3 / 12 = 13132.800 \text{ m}^4$$

- La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

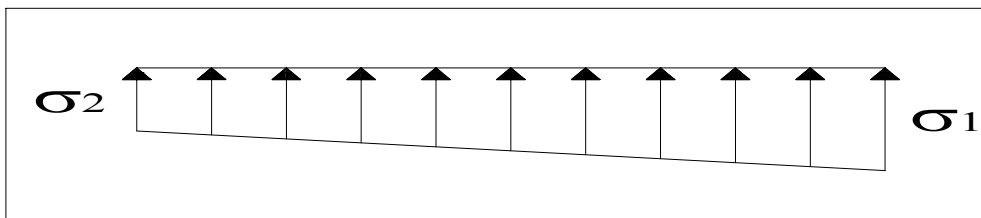
Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure)

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



Ainsi nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

-Sens longitudinal :

$$N_u = 45663.58 \text{ KN} \quad N_s = 33357.40 \text{ KN}$$

$$M_{OX} = 21556.42 \text{ KN.m} \quad T_{OX} = 1364.07 \text{ KN}$$

$$M_X = 21556.42 + 1364.07 \times 0.8 = 22647.67 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{45663.58}{301.92} + \frac{22647.67}{13132.800} \times 12 = 171.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{45663.58}{301.92} - \frac{22647.67}{13132.800} \times 12 = 130.54 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 171.93 + 130.54}{4} = 161.58 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{33357.4}{301.92} + \frac{22647.67}{13132.80} \times 12 = 131.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{33357.4}{301.92} - \frac{22647.67}{13132.80} \times 12 = 89.79 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 131.17 + 89.79}{4} = 120.82 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < \sigma_{sol} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

-Sens transversal :

$$N_u = 45663.58 \text{ KN} \quad N_s = 33357.40 \text{ KN}$$

$$M_{oy} = 21491.13 \text{ KN.m} \quad T_{oy} = 1364.01 \text{ KN}$$

$$M_Y = 21491.13 + 1364.01 \times 0.8 = 22582.33 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{45663.58}{301.92} + \frac{22582.33}{2963.08} \times 5.70 = 194.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{45663.58}{301.92} - \frac{22582.33}{2963.08} \times 5.70 = 107.80 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 194.68 + 107.80}{4} = 172.96 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{\text{SOL}} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{33357.40}{301.92} + \frac{22582.33}{2963.08} \times 5.7 = 153.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{33357.40}{301.92} - \frac{22582.33}{2963.08} \times 5.7 = 67.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 153.92 + 67.04}{4} = 132.20 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\text{SOL}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ferrailage du radier : Le radier fonctionne comme un plancher renversé qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91.

Le calcul se fait en deux étapes :

1) Ferrailage de la dalle : elle sera calculée comme un ensemble de panneaux de dalle soumis à la réaction du sol ;

2) Ferrailage des nervures : elles seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Dimensions du panneau le plus sollicité :

. $l_x = 3.55$

. $l_y = 4.10$.

➤ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

Nous distinguons deux cas :

1^{er} Cas : $\rho < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : $0.4 \leq \rho \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Remarque : Le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec $(L_x < L_y)$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

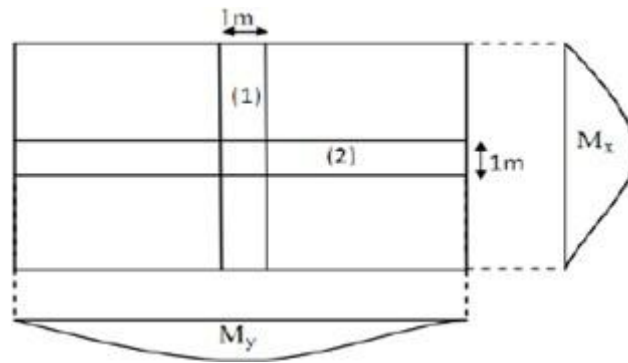


Figure IX.5 : Dimensions du panneau de dalle.

$$v = 0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.55}{4.10} = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0498 \\ \mu_y = 0.693 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Les contraintes prise en compte dans les calculs sont :

$$\text{-ELU: } q_u = \left(\sigma_{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) \times 1 \text{ m} = \left(172.96 - \frac{6060.72}{301.92} \right) \times 1 \text{ m} = 152.88 \text{ KN /ml}$$

$$\text{-E.L.S : } q_s = \left(\sigma_{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) \times 1 \text{ m} = \left(120.82 - \frac{6060.72}{301.92} \right) \times 1 \text{ m} = 100.74 \text{ KN /ml}$$

Calcul des armatures à l'ELU :

➤ **Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0498 \times 152.88 \times 3.55^2 = 95.94 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.693 \times 95.94 = 66.51 \text{ KNm}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de (0.5) aux appuis et (0.75) en travées.

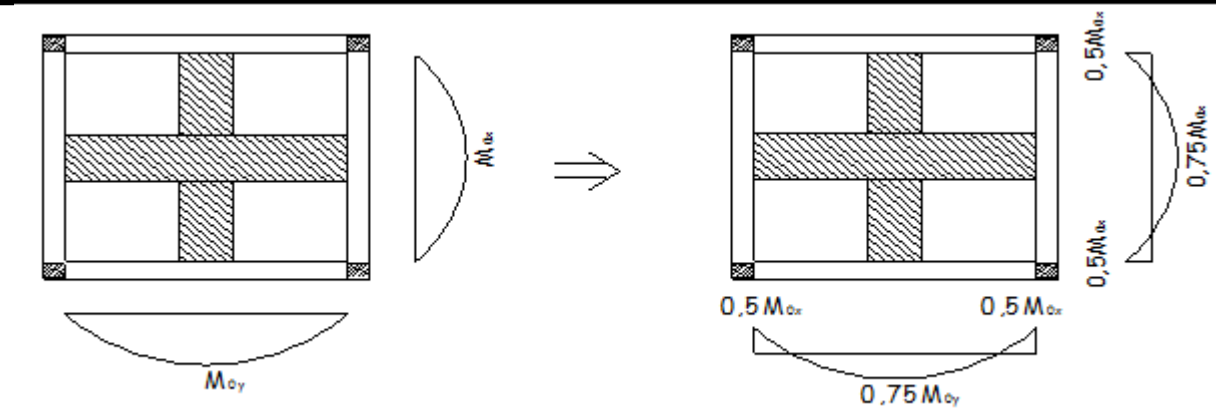


Figure IX.6. Moments isostatiques et moments après prise

- **Correction des moments :**

-Moments en travées

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 95.94 = 71.95 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 66.51 = 49.88 \text{ KN. m}$$

- Moments aux appuis

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 95.94 = -47.97 \text{ KN. m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 66.51 = -33.25 \text{ KN. m}$$

-Ferrailage dans le sens xx :

$$U_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{47.97 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.046 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_{xa} = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{47.97 \times 10^3}{348 \times 27 \times 0.976} = 5.23 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens			$M_{réduit}$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	β	Obs	As (cm ²)	A adoptée	St
X-X	Appuis	95.94	47.97	100	27	0.046	0.976	SSA	5.23	7HA12 = 7.91	17
	Travée		71.95	100	27	0.069	0.965	SSA	7.93	7HA14=10.77	17
Y-Y	Appuis	66.51	33.25	100	27	0.032	0.984	SSA	3.59	7HA10 = 5.49	17
	Travée		49.88	100	27	0.048	0.975	SSA	5.44	7HA12 = 7.91	17

Tableau IX.4 : Résultats des ferrillages.

Vérification à l'ELU:➤ **Condition de non fragilité :**- **Armatures parallèles à L_x**

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}, \quad \rho = \frac{I_x}{I_y}$$

Avec :

ω_x : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armatures minimale dans une direction donnée à la section totale de béton.

ω_0 : Taux d'aciers minimal.

$\omega_0 = 0.8 \text{ ‰}$ pour les HA de nuance feE400.

$$A_{\min} \geq \frac{b \cdot h \cdot \omega_0 \cdot (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.86}{2} \right) = 2.56 \text{ cm}^2$$

➤ **Diamètre maximal des barres (BAEL 91 /révisée 99, Art. A.7.2,1) [2]**

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

. **Armatures parallèles à L_y (au grand coté) :**

$$W_y = \frac{A_{\min}}{bd} \geq W_0$$

$$A_{\min} \geq b \times d \times W_0 = 100 \times 27 \times 0.0008 = 2.16 \text{ cm}^2 .$$

		$A_{\text{adoptée}}$	A_{min}	Observation
Sur xx	Sur appuis	5.23	2.56	CV
	Sur travée	7.93	2.56	CV
Sur yy	Sur appuis	3.59	2.16	CV
	Sur travée	5.44	2.16	CV

Tableau IX.5 : vérification de la condition de non fragilité.

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens

-Espacement (Art A8.2 242 BAEL91) :

Sens xx: $St = 17 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = (90, 33) = 33 \text{ cm}$.

Sens yy : $St = 17 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = (90, 33) = 33 \text{ cm}$

la condition est vérifiée dans les deux sens

Vérification à L'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_c$ et $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_t$

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v = 0,2 \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.55}{4.10} = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0569 \\ \mu_y = 0.791 \end{cases}$$

$\leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0569 \times 100.74 \times 3.55^2 = 72.23 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.791 \times 72.23 = 57.14 \text{ KNm}$$

➤ **Correction des moments :**

-Moments en travées

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 72.23 = 54.17 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 57.14 = 42.85 \text{ KN. m}$$

- Moments aux appuis

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 72.23 = 36.11 \text{ KN. m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 57.14 = 28.57 \text{ KN. m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

1. Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_{e}}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

2. Contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

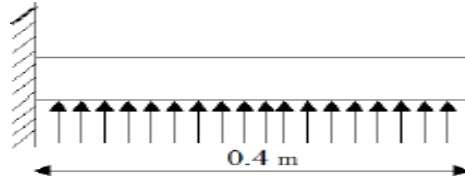
Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100.A}{b.d}$

Sens		Ms [KN.m]	A [cm ²]	ρ	Q1	K ₁	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs
X-X	Appuis	36.11	7.91	0.29	0.915	43.82	184.78	4.21	348	15	cv
	Travée	54.17	10.77	0.39	0.903	36.55	206.29	5.64			cv
Y-Y	Appuis	28.57	5.49	0.20	0.927	53.49	207.91	3.88			cv
	Travée	42.85	7.91	0.29	0.927	43.82	216.43	4.93			cv

Tableau IX.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Ferraillage des débords :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustrée dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

**➤ Sollicitation de calcul :**

A l'ELU : $q_u = -152.88 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} = \frac{-152.88 \times 0.4^2}{2} = -25.26 \text{ KN.m}$$

-Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{-25.26 \times 10^6}{10^3 \times 270^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.024 \longrightarrow \beta = 0.988$

$$- A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{-25.26 \times 10^6}{0.988 \times 270 \times 348} = 2.72 \text{ cm}^2.$$

Soit: $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ espacement = 20 cm

Remarque :

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord, $A_{\text{rad}} > A_{\text{déb}}$, alors le ferraillage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

Ferraillage des nervures :

Elles seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.
- Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants), **M, BELAZOUGUI** qui Propose dans son manuscrit « **CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME** » [5] en **page 174** une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur l_m) et le même effort tranchant (Largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal tel que :

$$q_m = q.l_m$$

$$q_t = q.l_t$$

Avec :

- q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant.
- q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants.
- q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les largeurs l_m et l_t sont déterminées comme suit :

- Pour le calcul du ferraillage, on choisi la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

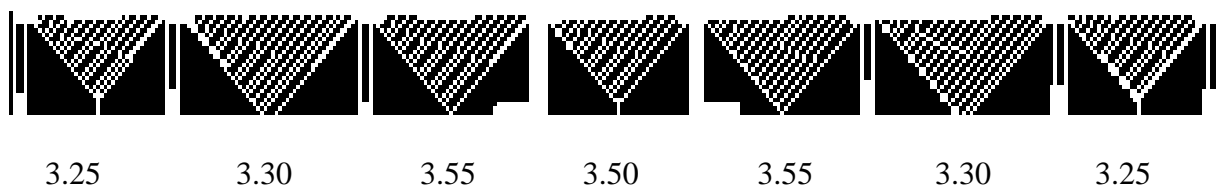
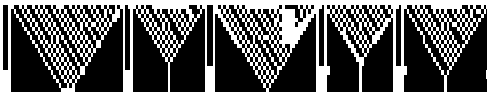


Figure IX.7. Schéma statique de calcul dans le sens longitudinal



3.80

3.10

4.10

Figure IX.8. Schéma statique de calcul dans le sens transversal.

- Cas de chargement trapézoïdal

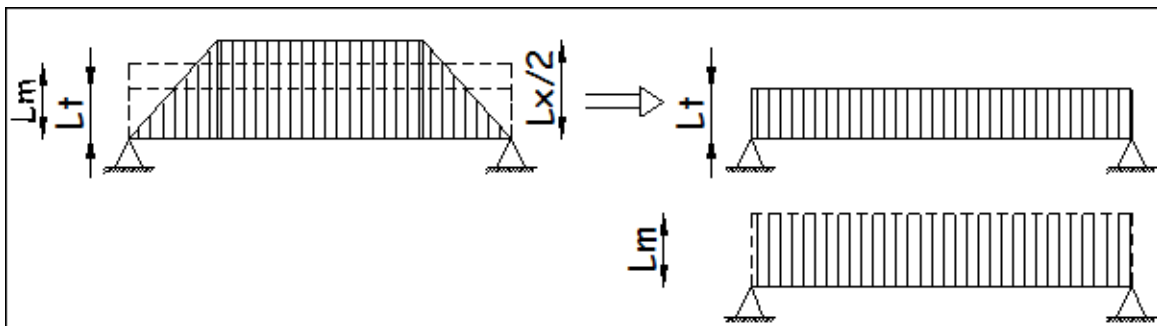


Figure IX.9. Présentation des chargements simplifiés.

Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur Lt) :

$$L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots (1)$$

Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur Lm) :

$$L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots (2)$$

- Cas de chargement triangulaire

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 0.86$$

-Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur Lt) :

$$(1) \Rightarrow L_t = 0.25 \times L_x$$

-Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur Lm) :

$$(2) \Rightarrow L_m = 0.333 \times L_x$$

Charges à considérer :➤ **Pour les moments fléchissant :**

$$q_{um} = q_u \times l_m$$

$$q_{sm} = q_s \times l_m$$

➤ **Pour les efforts tranchants :**

$$q_{ut} = q_u \times l_t \quad q_{st} = q_s \times l_t$$

Sens longitudinal

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Chargement	lm	lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qu	$\sum Qu$	Qs	$\sum Qs$	Qu	$\sum Qu$	Qs	$\sum Qs$
A-B	1	3.25	4.10	0.79	Triangulaire	1.08	0.81	152.88	100.74	165.11	330.22	81.59	163.18	133.73	267.46	81.59	163.19
	2	3.25	3.80	0.85	Triangulaire	1.08	0.81	152.88	100.74	165.11		81.59		133.73		81.59	
B-C	1	3.30	4.10	0.80	Triangulaire	1.09	0.82	152.88	100.74	166.63	333.26	82.48	164.96	125.36	250.72	82.60	165.20
	2	3.30	3.80	0.86	Triangulaire	1.09	0.82	152.88	100.74	166.63		82.48		125.36		82.60	
C-D	1	3.55	4.10	0.86	Triangulaire	1.18	0.88	152.88	100.74	180.39	360.78	88.65	177.30	134.53	269.06	88.65	177.30
	2	3.55	3.80	0.93	Triangulaire	1.18	0.88	152.88	100.74	180.39		88.65		134.53		88.65	
D-E	1	3.50	4.10	0.85	Triangulaire	1.16	0.87	152.88	100.74	177.34	354.68	87.64	175.28	154.28	308.57	87.64	175.28
	2	3.50	3.80	0.92	Triangulaire	1.16	0.87	152.88	100.74	177.34		87.64		154.28		87.64	
E-F	1	3.55	4.10	0.86	Triangulaire	1.18	0.88	152.88	100.74	180.39	360.78	88.65	177.30	134.53	269.06	88.65	177.30
	2	3.55	3.80	0.93	Triangulaire	1.18	0.88	152.88	100.74	180.39		88.65		134.53		88.65	
F-G	1	3.30	4.10	0.86	Triangulaire	1.09	0.82	152.88	100.74	166.63	333.26	82.48	164.96	125.36	250.72	82.60	165.20
	2	3.30	3.80	0.80	Triangulaire	1.09	0.82	152.88	100.74	166.63		82.48		125.36		82.60	
G-H	1	3.25	4.10	0.79	Triangulaire	1.08	0.81	152.88	100.74	165.11	330.22	81.59	163.18	133.73	267.46	81.59	163.19
	2	3.25	3.80	0.85	Triangulaire	1.08	0.81	152.88	100.74	165.11		81.59		133.73		81.59	

Tableau IX.7 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal.

travée	panneaux	Lx	Ly	ρ	Chargement	lm	lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qu	$\sum Qu$	Qs	$\sum Qu$	Qu	$\sum Qu$	Qs	$\sum Qs$
A-B	1	3.80	3.55	1.07	Trapézoïdal	1.17	0.88	152.88	100.74	178.86	357.73	117.86	234.71	134.53	265.53	88.65	176.29
	2	3.80	3.50	1.08	Trapézoïdal	1.16	0.87	152.88	100.74	177.34		116.85		133.00		87.64	
B-C	1	3.10	3.55	0.88	Triangulaire	1.03	0.77	152.88	100.74	157.46	314.93	103.76	207.52	117.71	235.43	77.56	155.13
	2	3.10	3.50	0.88	Triangulaire	1.03	0.77	152.88	100.74	157.46		103.73		117.71		77.56	
C-D		4.10	3.55	1.15	Trapézoïdal	1.14	0.90	152.88	100.74	174.28	350.09	114.84	230.69	137.59	269.06	90.66	177.29
		4.10	3.50	1.17	Trapézoïdal	1.15	0.86	152.88	100.74	175.81		115.85		131.47		86.63	

Tableau IX.8 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal

IX.6.2 : Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

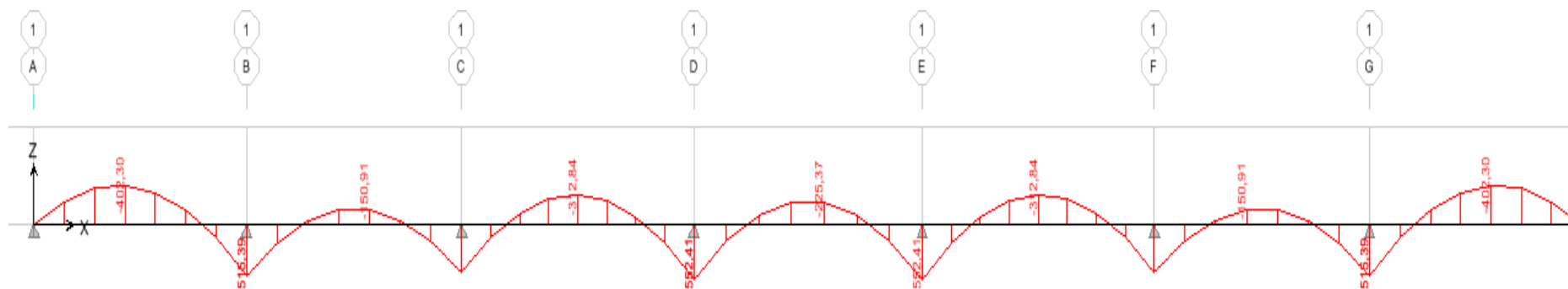
➤ Sens longitudinal

Figure IX.10 : Diagramme des moments fléchissant des nervures dans le sens longitudinal à l'ELU.

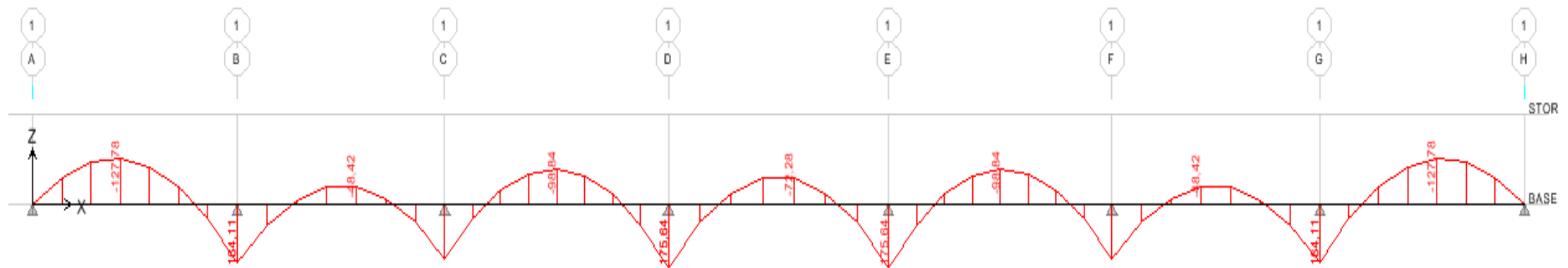


Figure IX.11: Diagramme des moments fléchissant nervures dans le sens longitudinal à l'ELS.

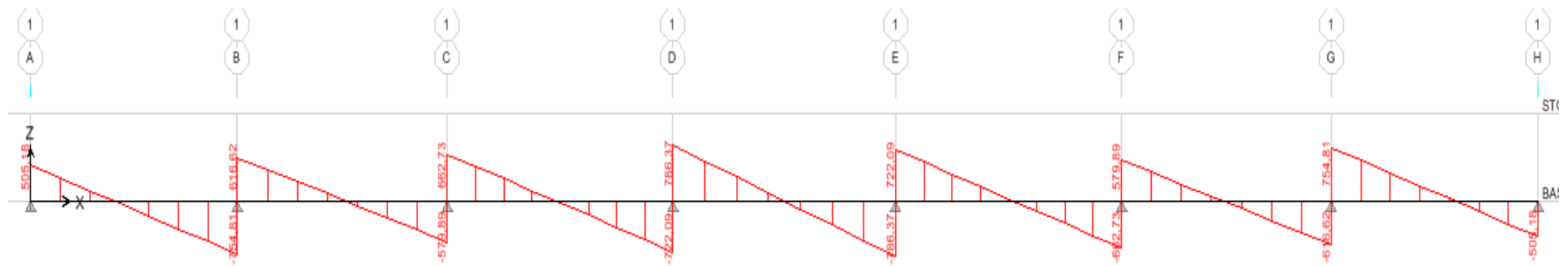


Figure IX. 12 : Diagramme des efforts tranchants nervures dans le sens longitudinal à l'ELU

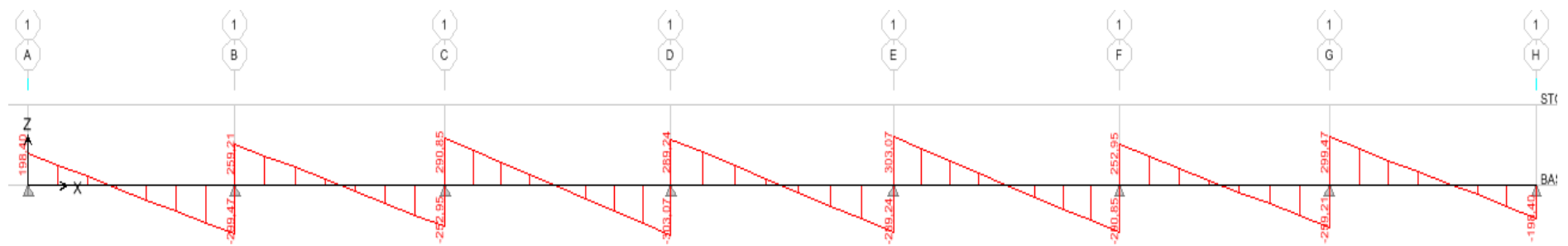


Figure IX.13 : Diagramme des efforts tranchants nervures dans le sens longitudinal à l'ELS

➤ sens transversal :

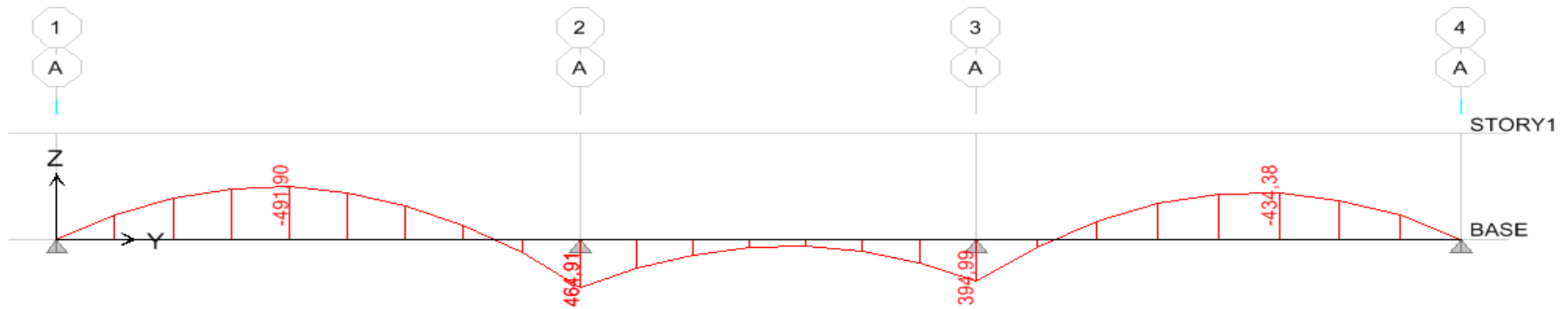


Figure IX.14 : Diagramme des moments fléchissant nervures dans le sens transversal à l'ELU.

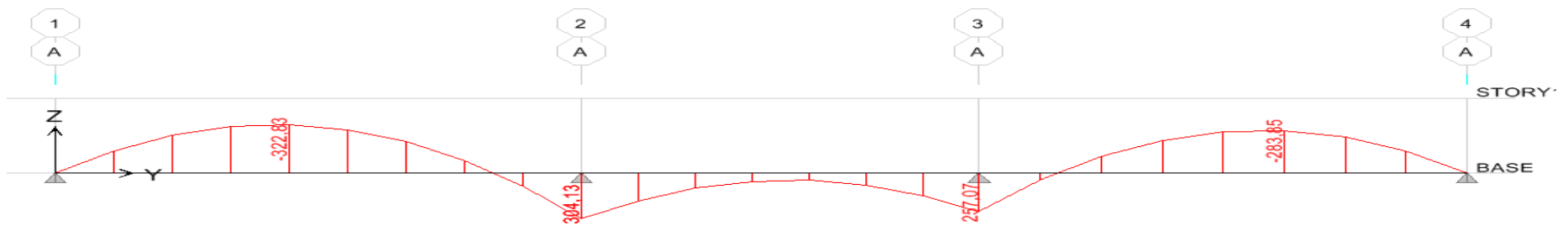


Figure IX.15 : Diagramme des moments fléchissant nervures dans le sens transversal à l'ELS

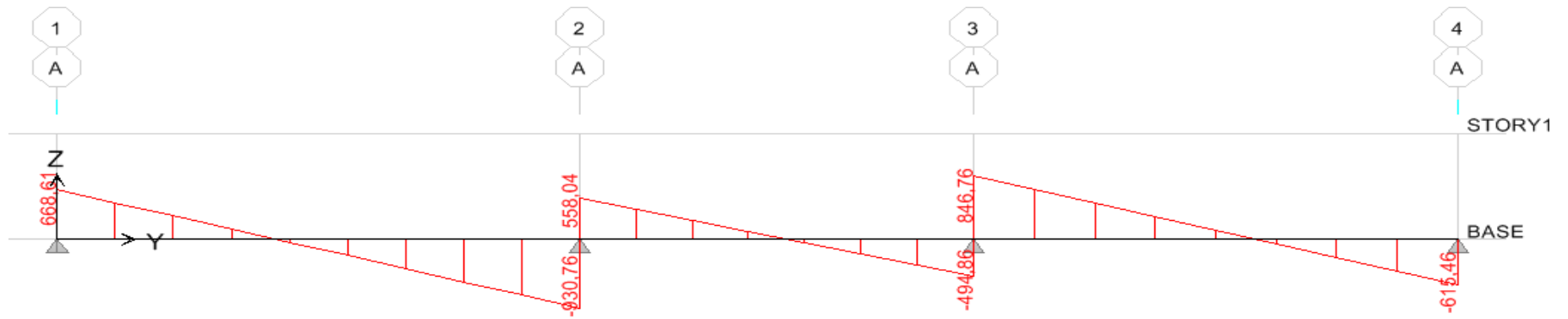


Figure IX.16 : Diagramme des efforts tranchants nervures dans le sens transversal à l'ELU.

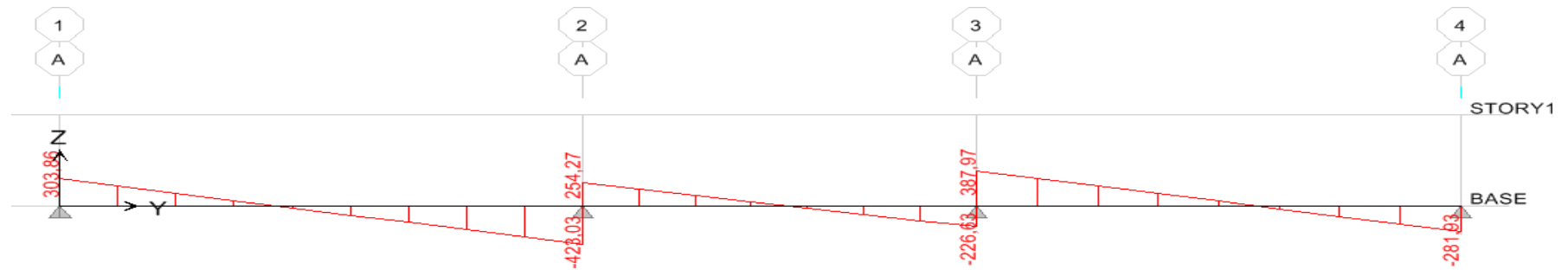


Figure IX.17 : Diagramme des efforts tranchants nervures dans le sens transversal à l'ELS.

IX.7 : Calcul du ferrailage des nervures

$b=50\text{cm}$ $d=77\text{ cm}$ $f_{bu}=14,2\text{ MPa}$ $\bar{\sigma}_t=348\text{MPa}$

	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	522.41	175.64	464.61	304.13
M_{tmax} (KN.m)	402.30	127.78	491.90	322.83
T_{max} (KN)	754.81	303.07	930.76	428.03

Tableau IX.9 : Les efforts internes dans les nervures.

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ^u	β	Sectio n	A (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
xx	Appuis	522.41	0,120	0.939	SSA	20.82	6HA20 filante + 6HA12chap = 25.63
	Travée	402.30	0,095	0.951	SSA	15.78	6HA20 filante + 6HA12chap=25.63
yy	Appuis	464.71	0,110	0.942	SSA	18.41	6HA20 filante + 6HA12chap=25.63
	travée	491.90	0.116	0.938	SSA	19.57	6HA20 filante + 6HA12chap= 25.63

Tableau IX.10 : Le ferrailage adopté pour la nervure

IX.7.1 : Armature transversal :

$$v_t = \frac{v_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit $v_t = 8 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures : (Art 7.5.2.2 RPA99/modifier2003) :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12v \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{ 20 \text{ cm}; 24 \text{ cm} \} = 15 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone nodale

$$S_t \leq \frac{h}{2} \leq 40 \text{ cm} \quad S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{en zone courante.}$$

- **Armatures transversales minimales : :(Art 7.5.2.2 RPA 99 modifié 2003)**

$$A_{t\min} = 0.003S_t b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 6 \text{ HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

- Armatures de peau :

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ Soient : } A_p = 2 \text{ HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à L'ELU :**

- **Condition de non fragilité (B.A.E.L.91.article :A.4.2)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 50 \times 77 \times 2.1}{400} = 4.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \longrightarrow \text{CV}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$$

Au sens xx :

L'effort tranchant maximal est : $V_u = 754.81 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{754.81 \times 10^{-3}}{0.77 \times 0.50} = 1.96 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u \leq \min \{0.15f_{c28} / 0.15; 4 \text{ MPa}\} = \min \{2.5; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\overline{\tau}_u = 1.96 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.96 < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Au sens yy :

L'effort tranchant maximal est : $V_u = 930.76 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{930.76 \times 10^{-3}}{0.77 \times 0.50} = 2.41 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u \leq \min \{0.15f_{c28} / 0.15; 4 \text{ MPa}\} = \min \{2.5; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.41 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

Au droit d'un appui : $V_u - \frac{Mu}{0.9d} > 0$, On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une

section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $V_u - \frac{Mu}{0.9d}$.

$$\text{Tel que : } A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{Mu}{0.9d} \right)$$

- **Nervure transversale:**

$$A_a = 37.68 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{Mu}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{40} \left(930.76 - \frac{491.90 \times 10^2}{0.9 \times 77} \right) = 6.32 \text{ cm}^2$$

- **Nervure longitudinale:**

$$A_a = 25.63 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{Mu}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{40} \left(754.81 - \frac{402.30 \times 10^2}{0.9 \times 77} \right) = 5.01 \text{ cm}^2$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003]**

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

$\sum u_i$ = La somme des périmètres utiles des barres.

- **Nervure transversale:**

$$\sum u_i = \pi n \phi = (3.14 \times 6 \times 12) = 226.08 \text{ cm}$$

$$r_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{930.76 \times 10^3}{0.9 \times 770 \times 2260} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\bar{r}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s : \text{coefficient de scellement } \psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers HA).}$$

$$r_{se} = 0.35 < \bar{r}_{se} = 3.15.$$

La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

- Nervure longitudinale:

$$\sum u_i = \pi n \emptyset = (3.14 \times 6 \times 2) = 37.68 \text{ cm}$$

$$\sigma_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{754.81 \times 10^3}{0.9 \times 77 \times 3768} = 0.35 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s : \text{coefficient de scellement } \psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers HA).}$$

$$\sigma_{se} = 0.35 \text{ MPa} < \sigma_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

1. Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

2. Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100A}{b.d}$

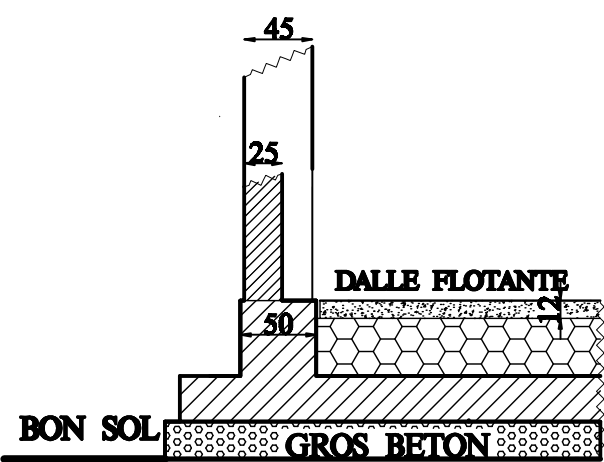
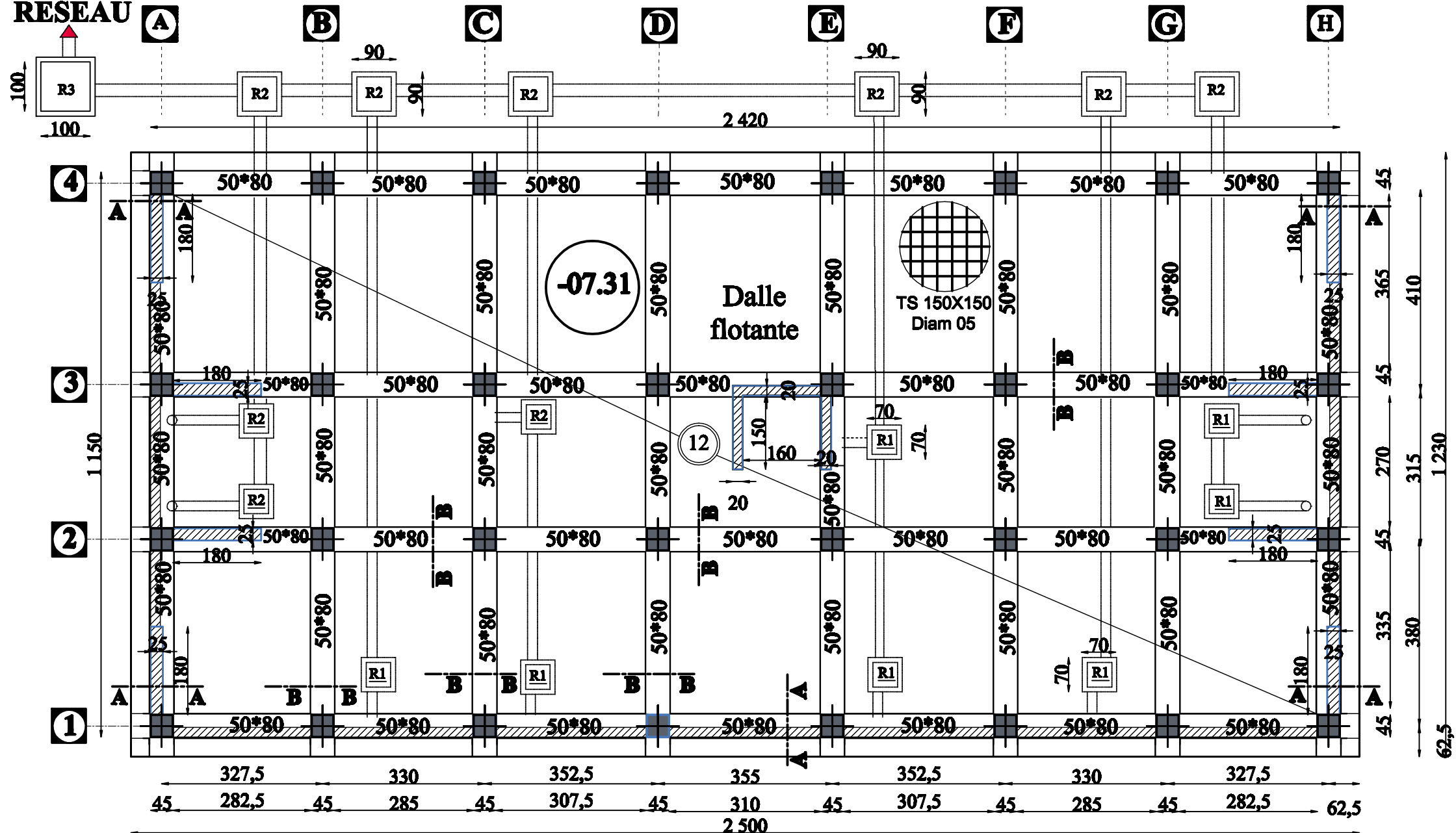
Sens		Ms [KN.m]	A [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	Obs
X-X	Appuis	175.64	25.63	0.66	0.881	27.02	101.02	3.73	348	15	cv
	Travée	127.78	25.63	0.66	0.881	27.02	73.49	2.71			cv
Y-Y	Appuis	304.13	25.63	0.66	0.881	27.02	174.92	6.47			cv
	Travée	322.83	25.63	0.66	0.881	27.02	185.67	6.87			cv

Tableau IX.11: Vérification des contraintes à l'ELS.

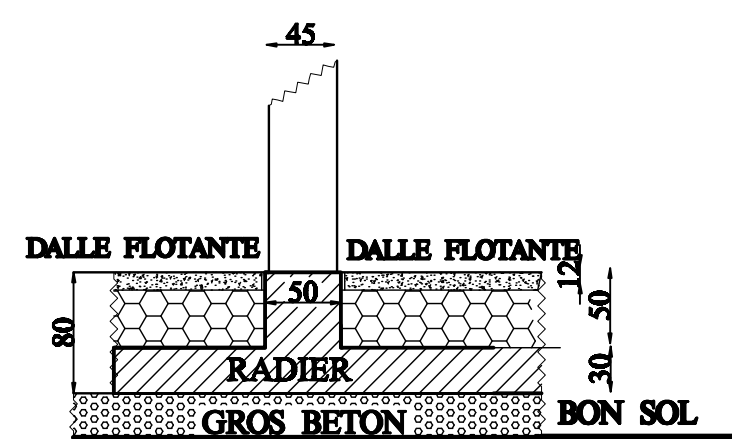
Toutes les conditions sont vérifiées, les ferrailages adoptés sont suffisants.

Les plans d'exécution

VERS RESEAU

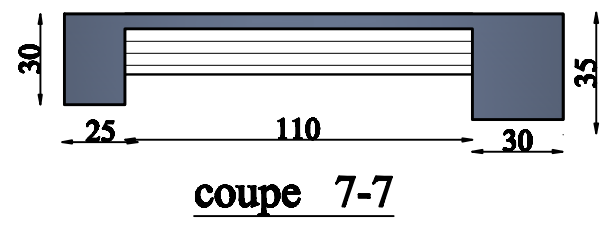
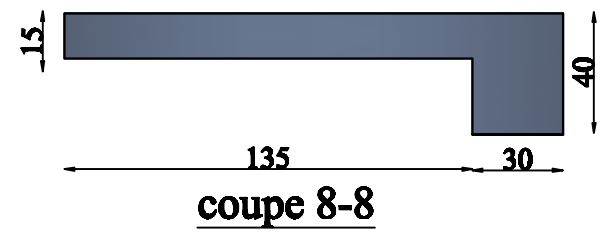
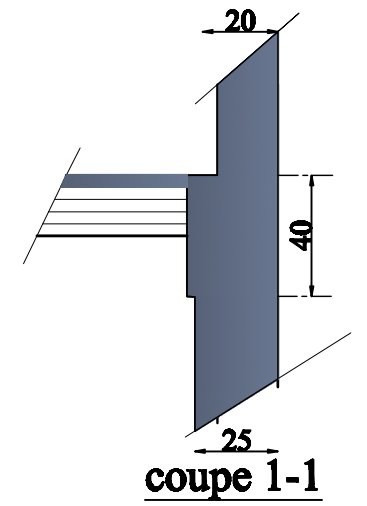
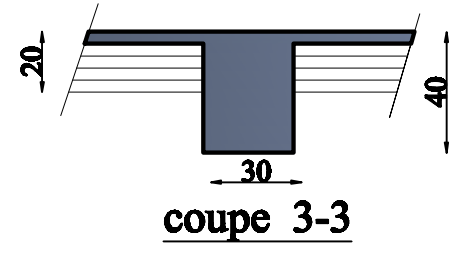
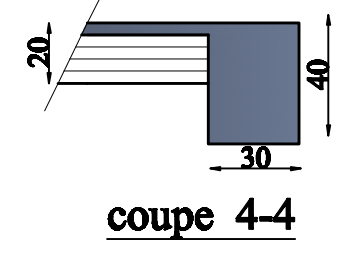
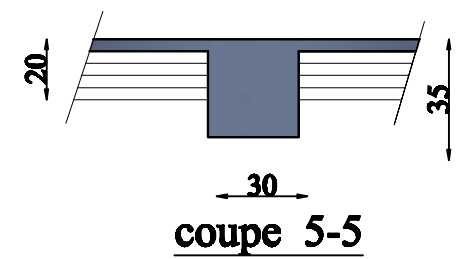
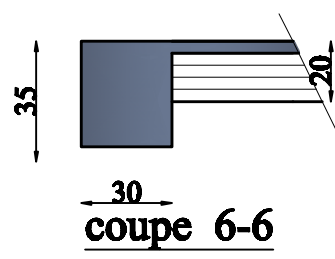
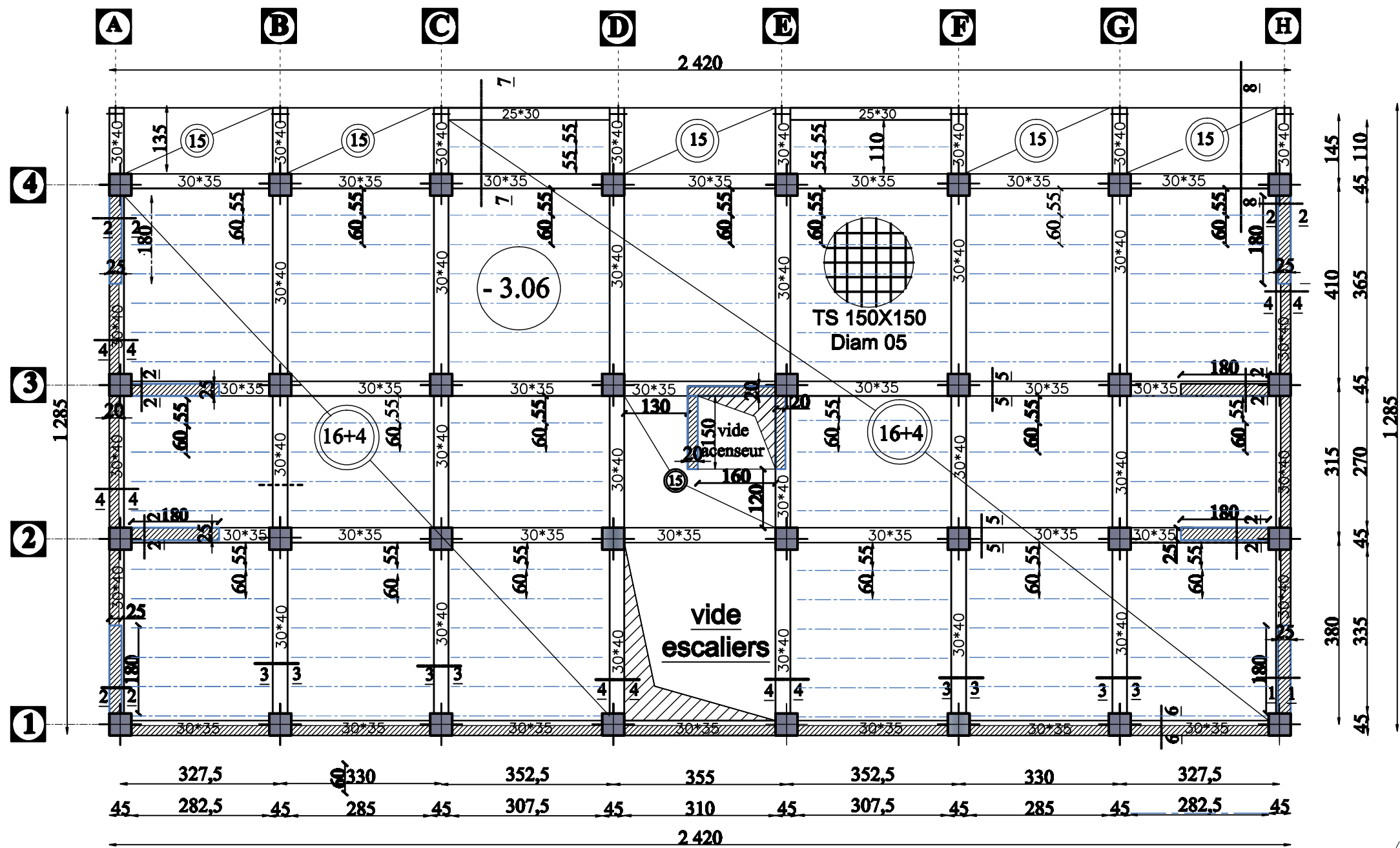


COUPE A A

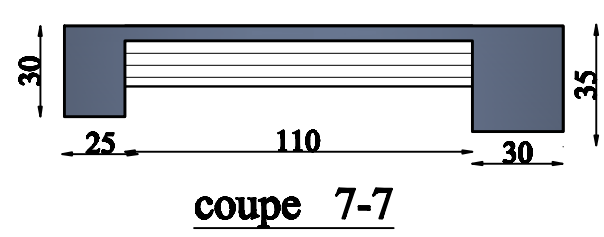
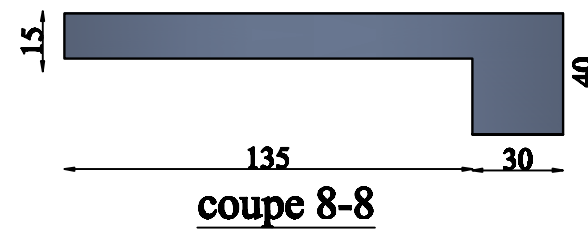
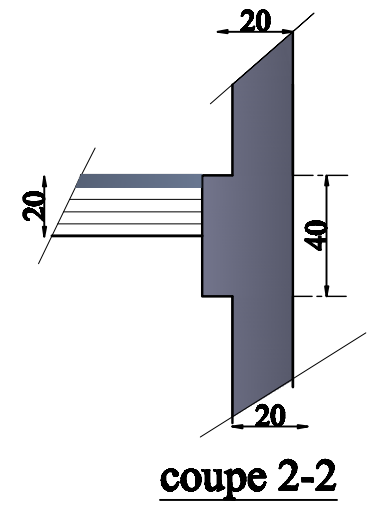
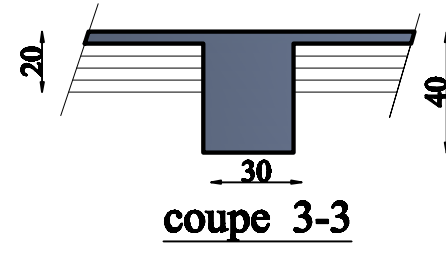
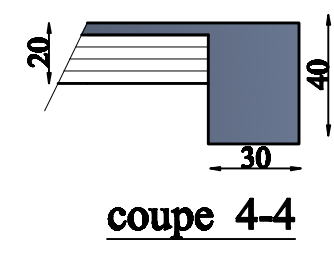
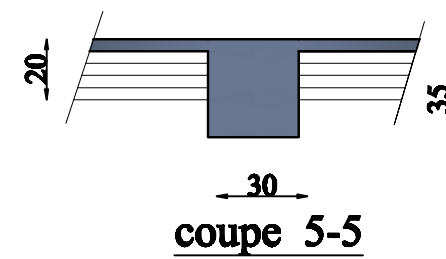
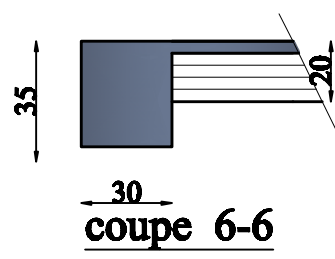
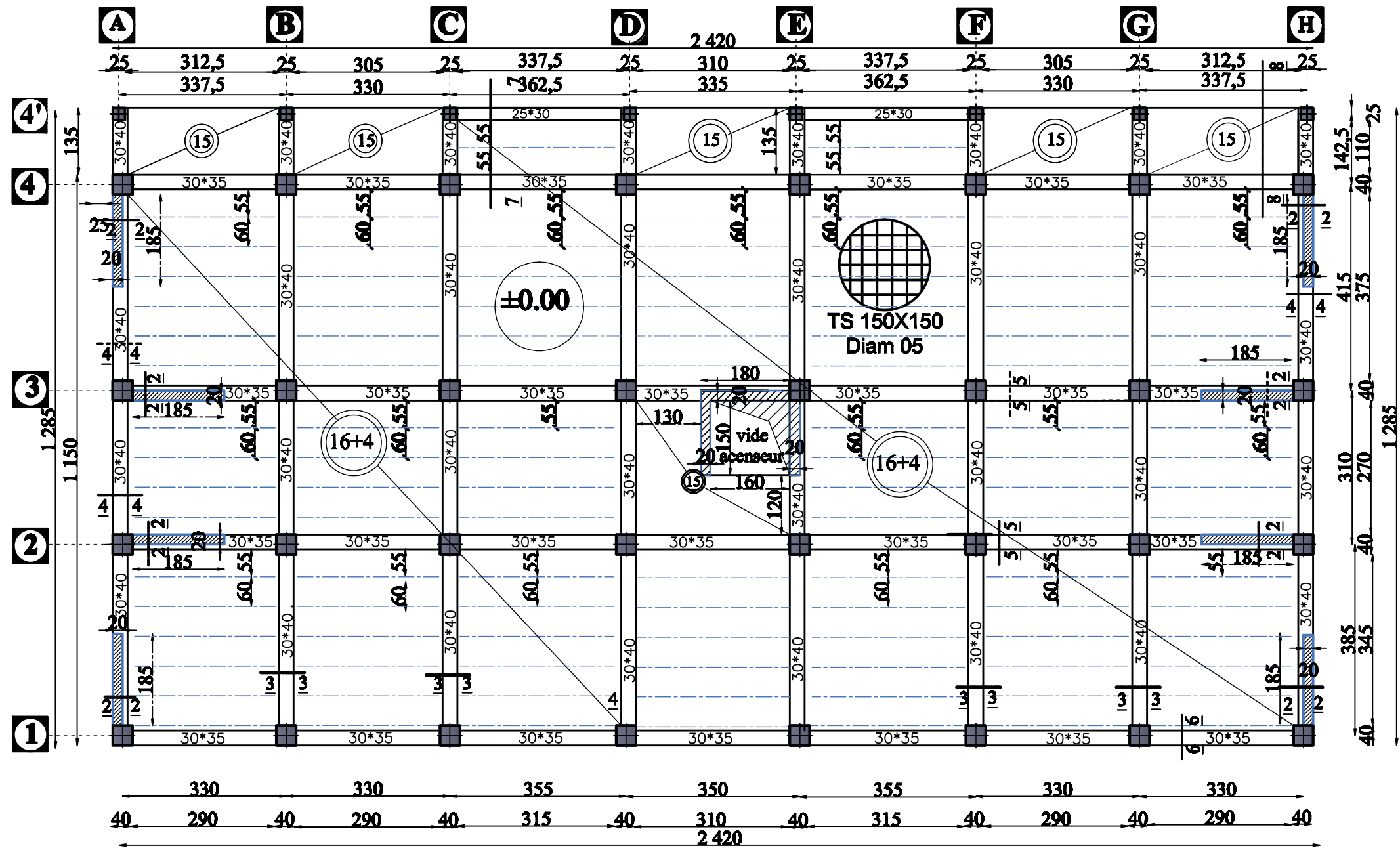


COUPE B B

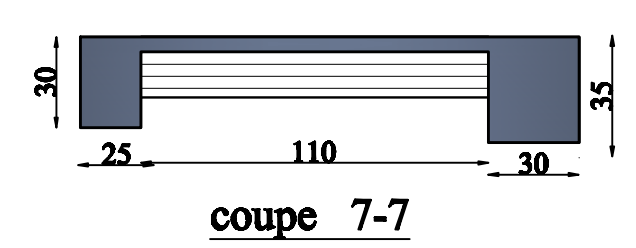
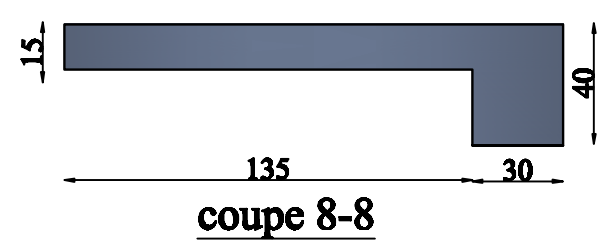
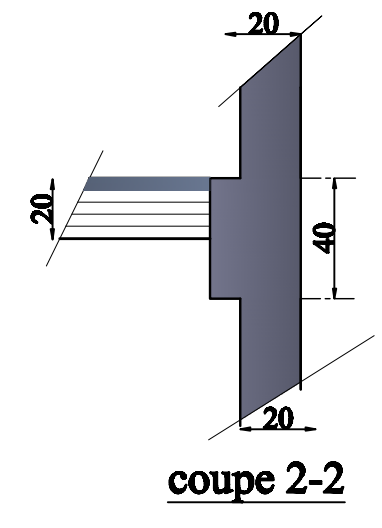
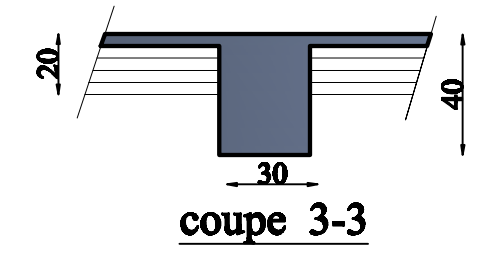
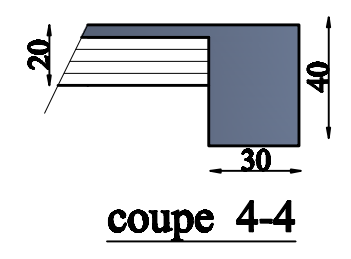
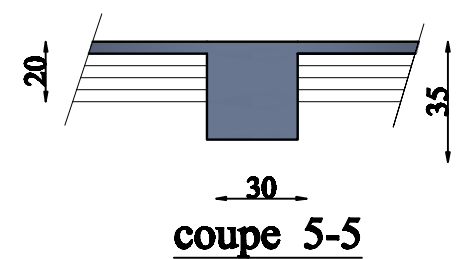
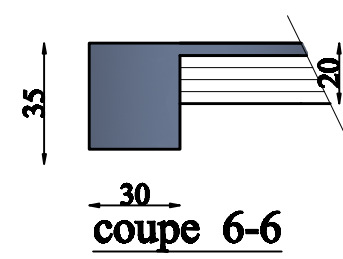
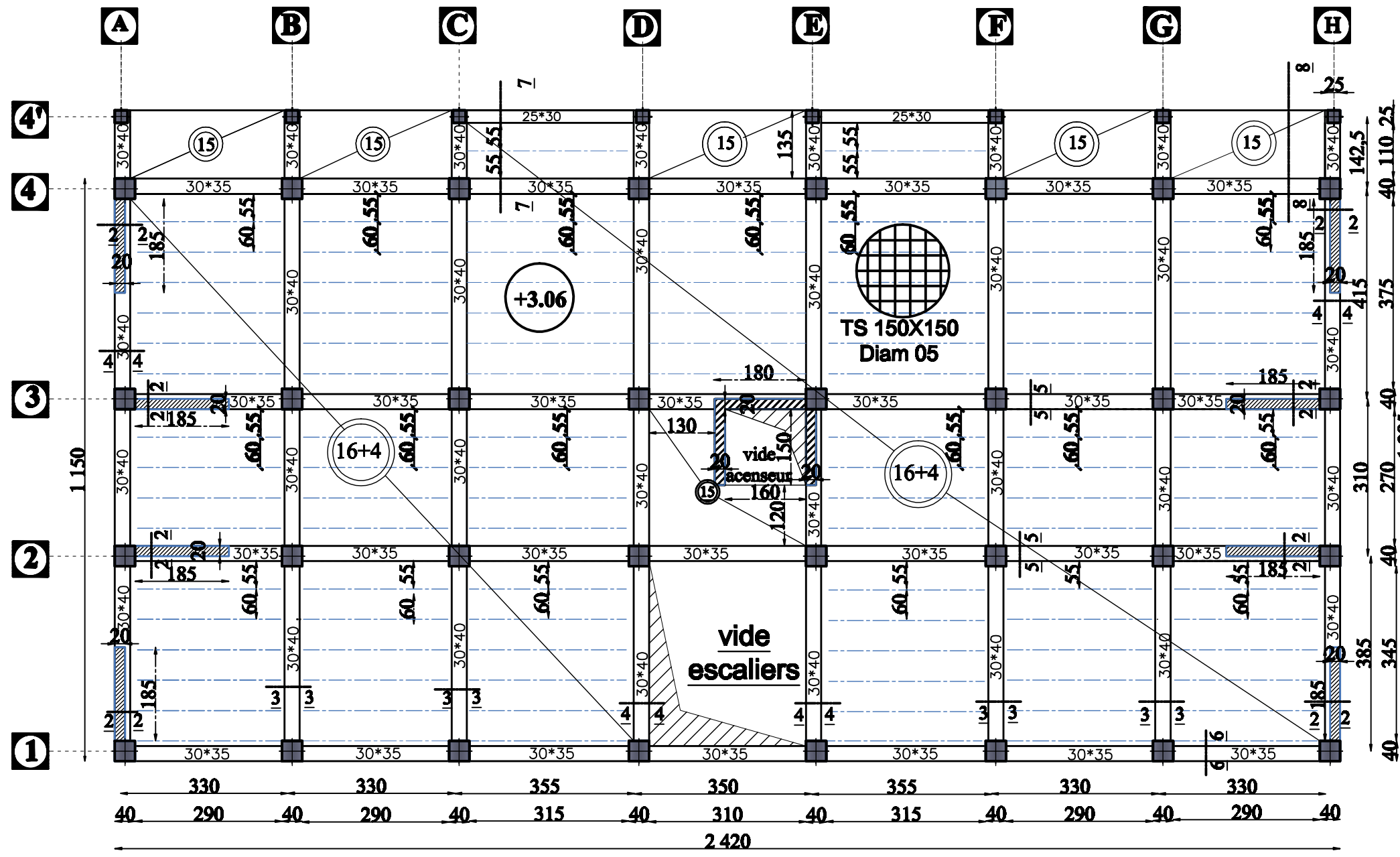
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedja Melle SAHARI Sylla		PLAN DE COFFRAGE FONDATION NIVEAU (-7.31)	
Dirigé par : Mme LARABI . S			
		2021-2022	



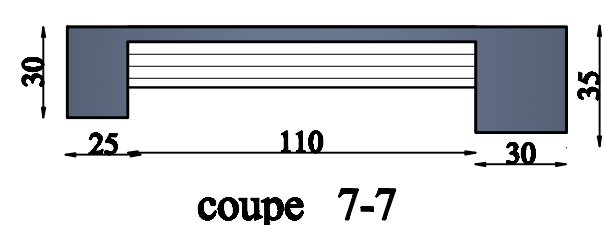
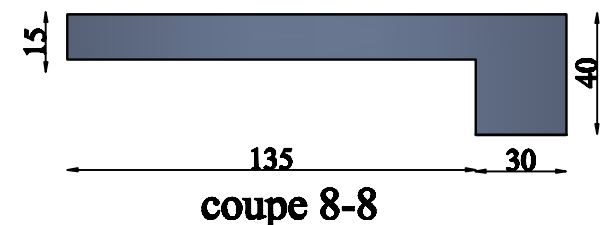
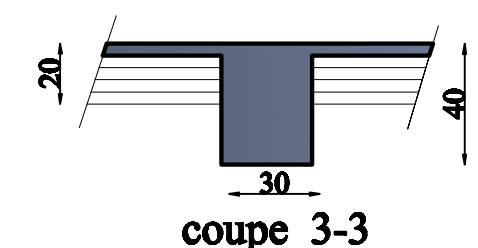
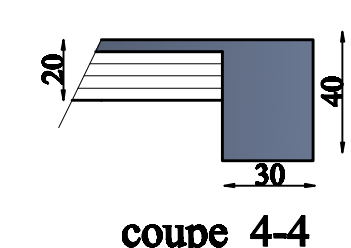
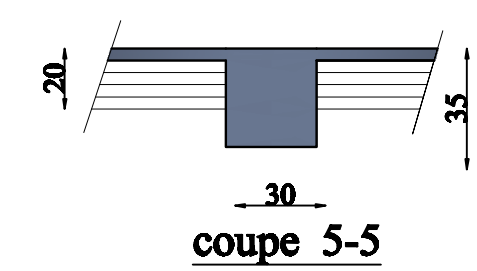
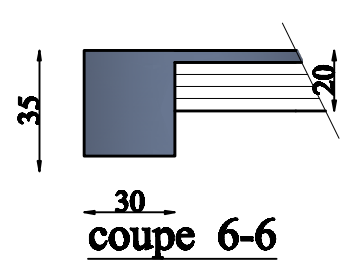
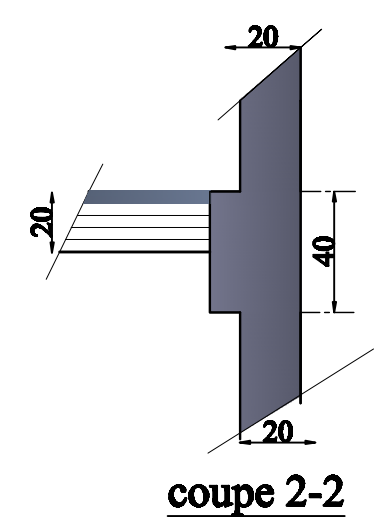
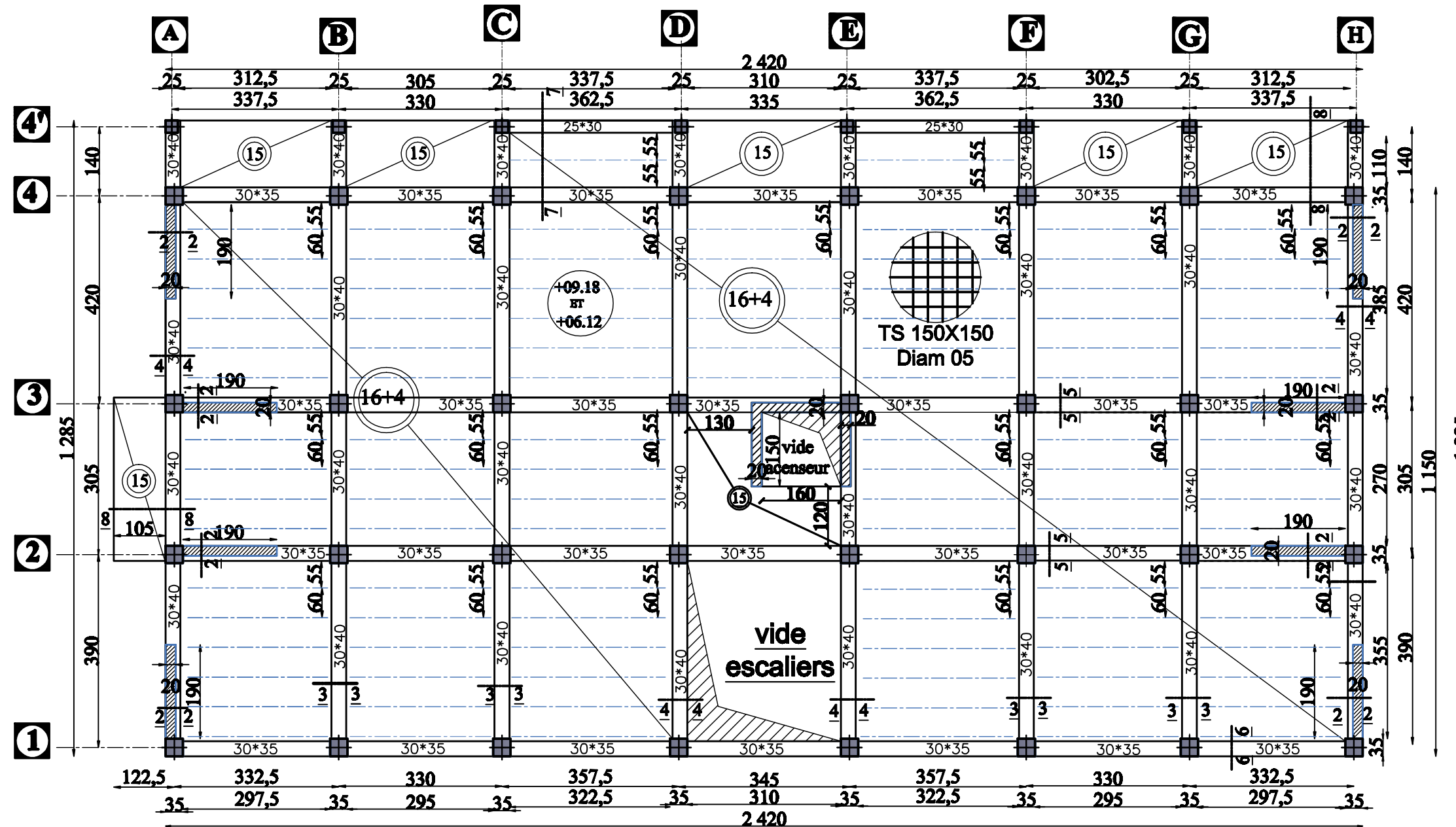
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedja Melle SAHARI Sylla		PLAN DE COFFRAGE E/SOL 2 NIVEAU PLANCHE HAUT (-3.06)	
Dirigé par : Mme LARABI . S		ECHELLE: 1/100 1/25 2021-2022	



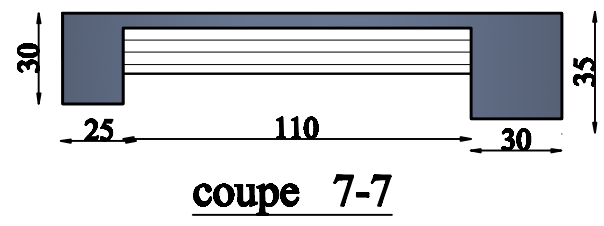
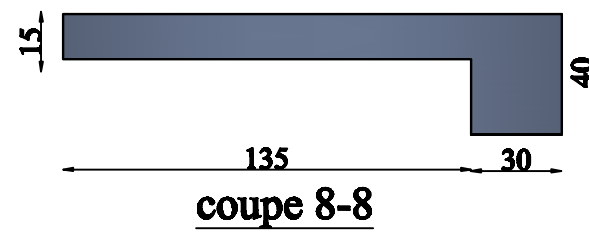
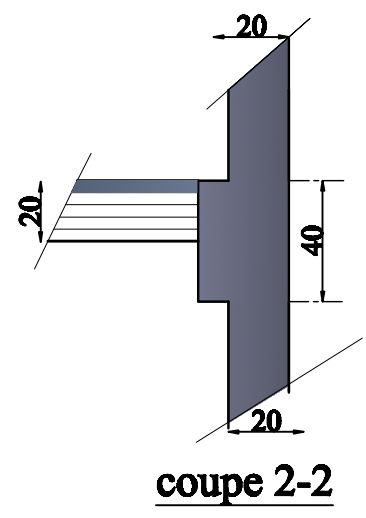
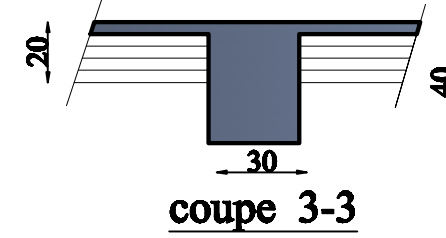
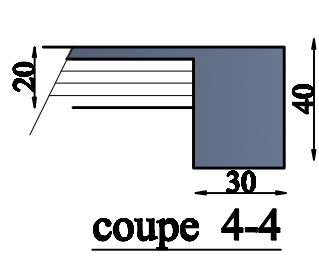
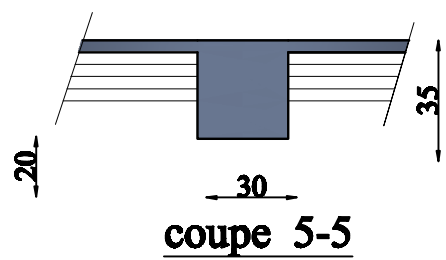
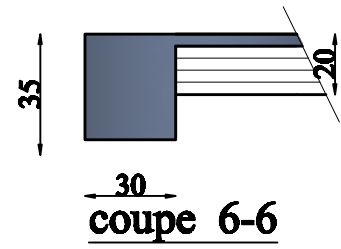
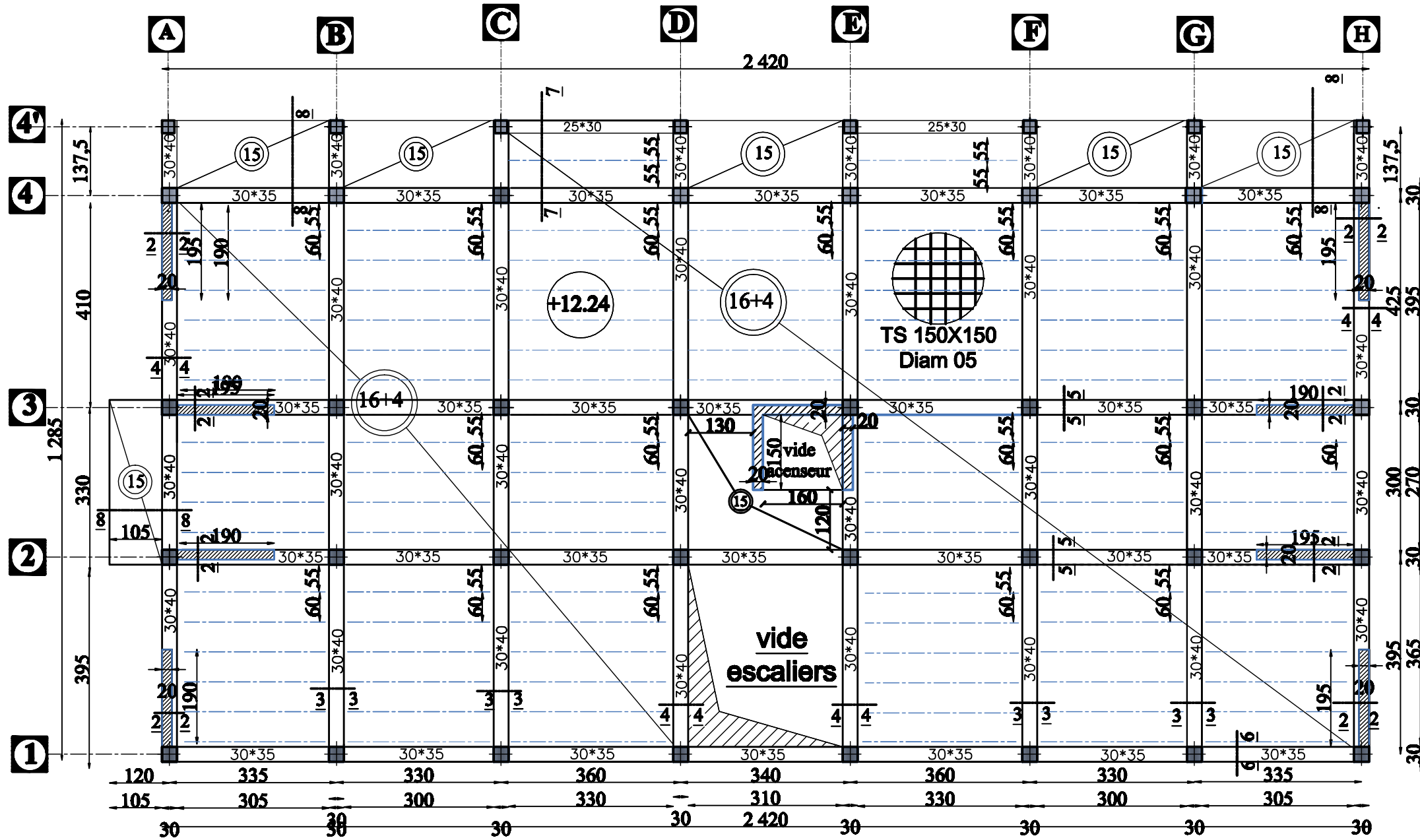
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla		PLAN DE COFFRAGE PLANCHER HAUT E/SOL 1 NIVEAU (±0.00)	
Dirigé par : Mme LARABI . S			
		2021-2022	



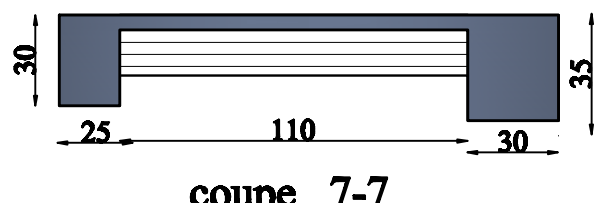
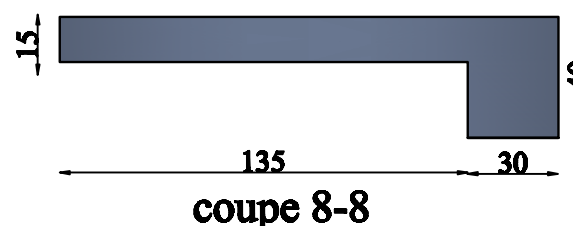
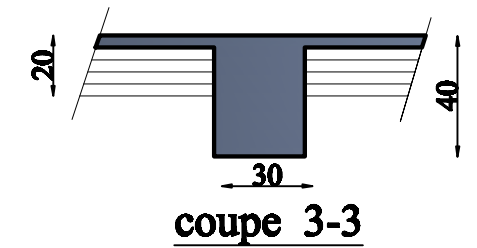
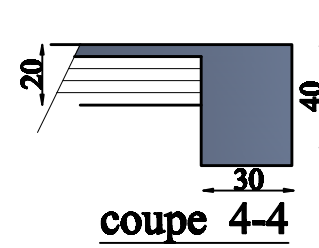
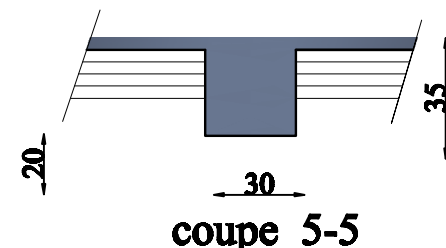
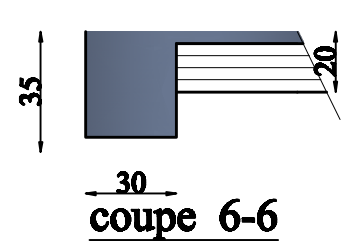
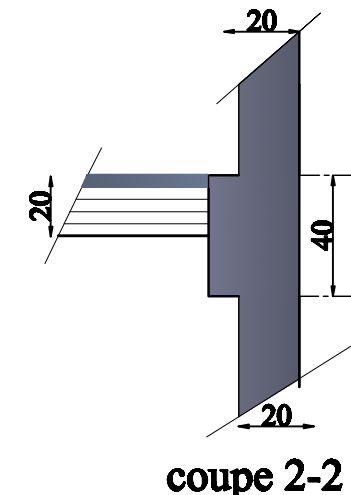
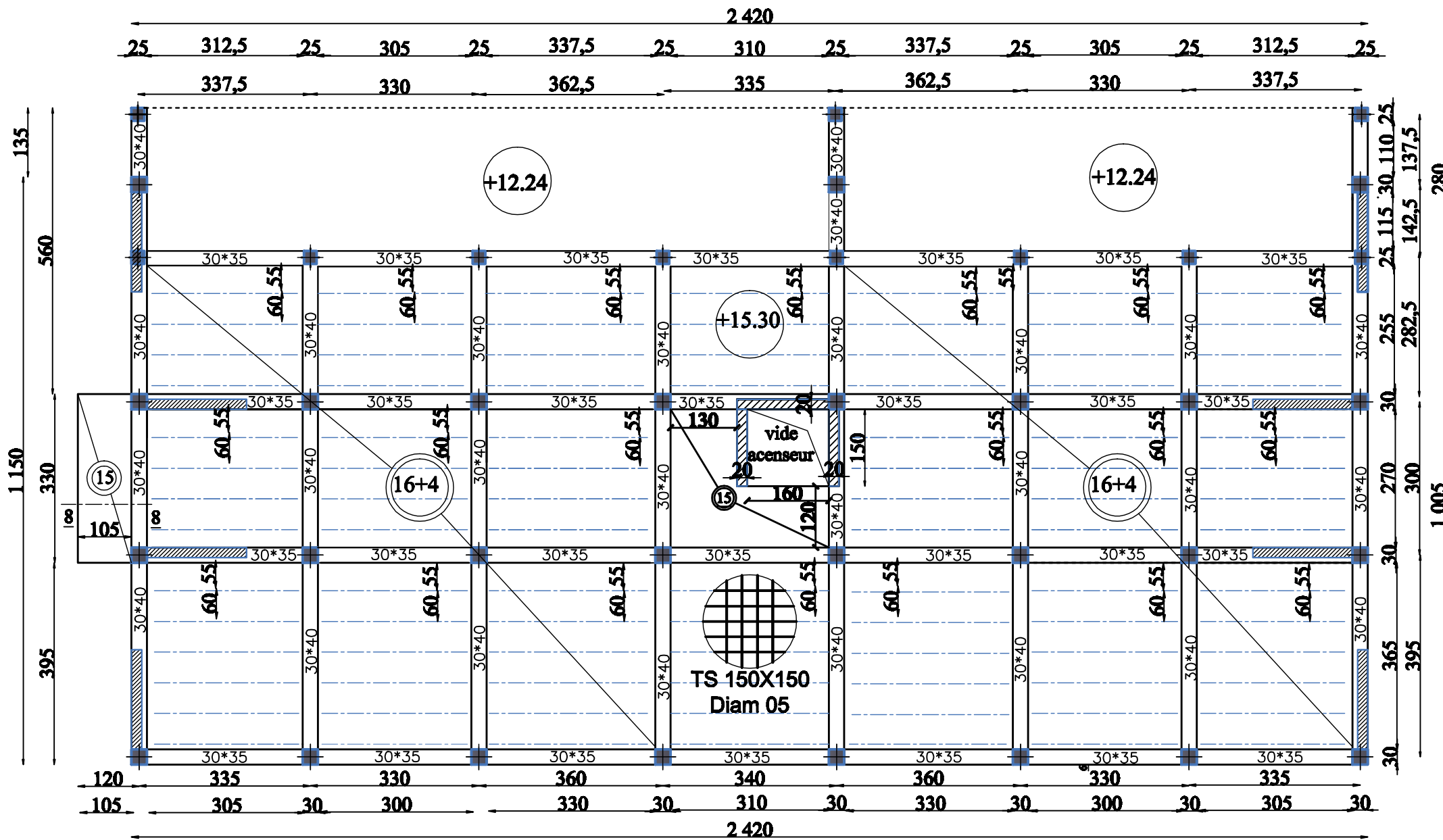
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedja Melle SAHARI Sylla		PLAN DE COFFRAGE PLANCHE HAUT RDC NIVEAU (+ 3.06)	
Dirigé par : Mme LARABI . S			
		2021-2022	



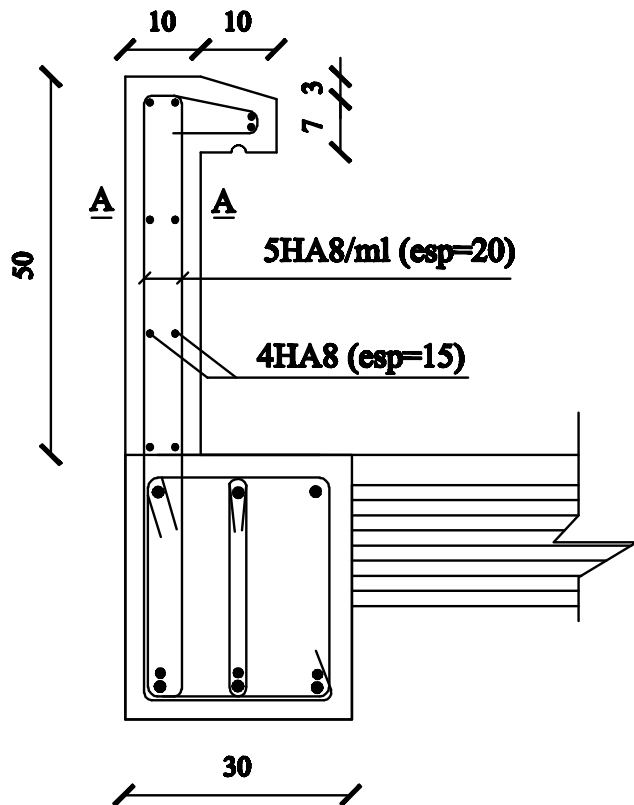
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedja Melle SAHARI Sylla		PLAN DE COFFRAGE PLANCHER HAUT ETAGE 1 ET 2 NIVEAU (+6.12 ET +9.18)	
Dirigé par : Mme LARABI . S		ECHELLE: 1/100 1/25 2021-2022	



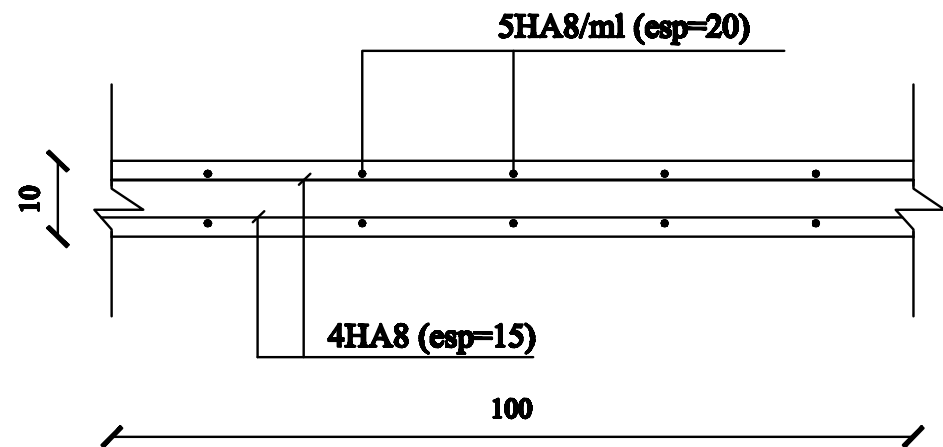
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedja Melle SAHARI Syta		PLAN DE COFFRAGE PLANCHE HAUT ETAGE 3 NIVEAU (+12.24)	
Dirigé par : Mme LARABI . S		ECHELLE: 1/100 1/25 2021-2022	



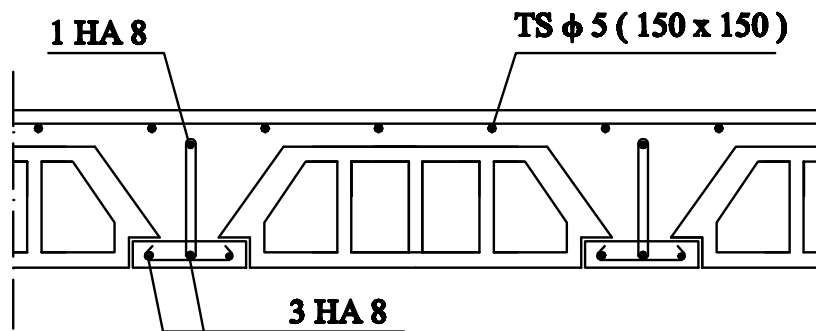
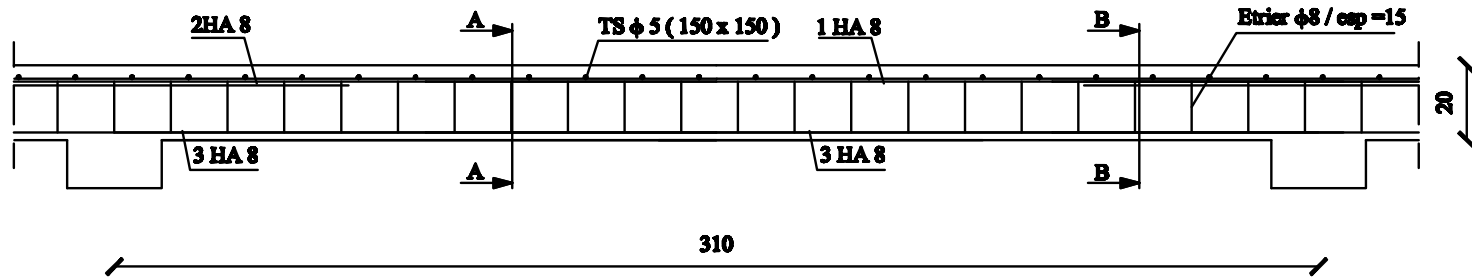
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudé par: Melle MENAD Jedjiga Melle SAHARI Sylla	PLAN DE COFFRAGE PLANCHE HAUT ETAGE 4 NIVEAU (+15.30)		ECHELLE: 1/100 1/25
Dirigé par : Mme LARABI . S			2021-2022



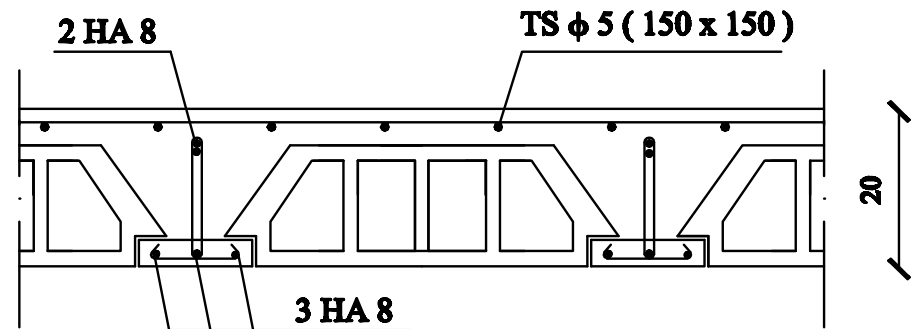
Coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla	PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE		ECHELLE: 1/10
Dérigé par: Mme LARABI . S			2021-2022

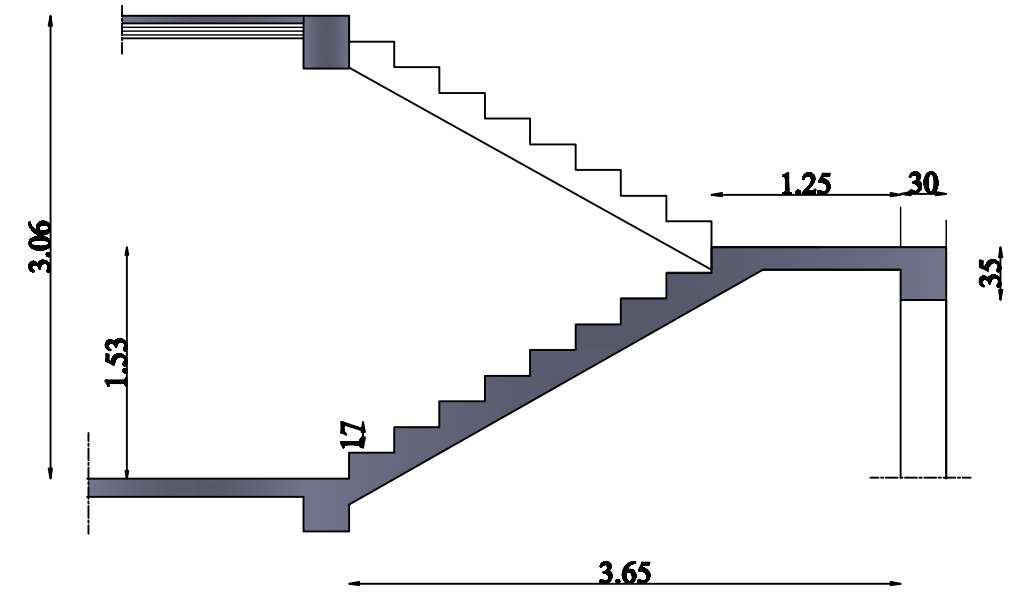
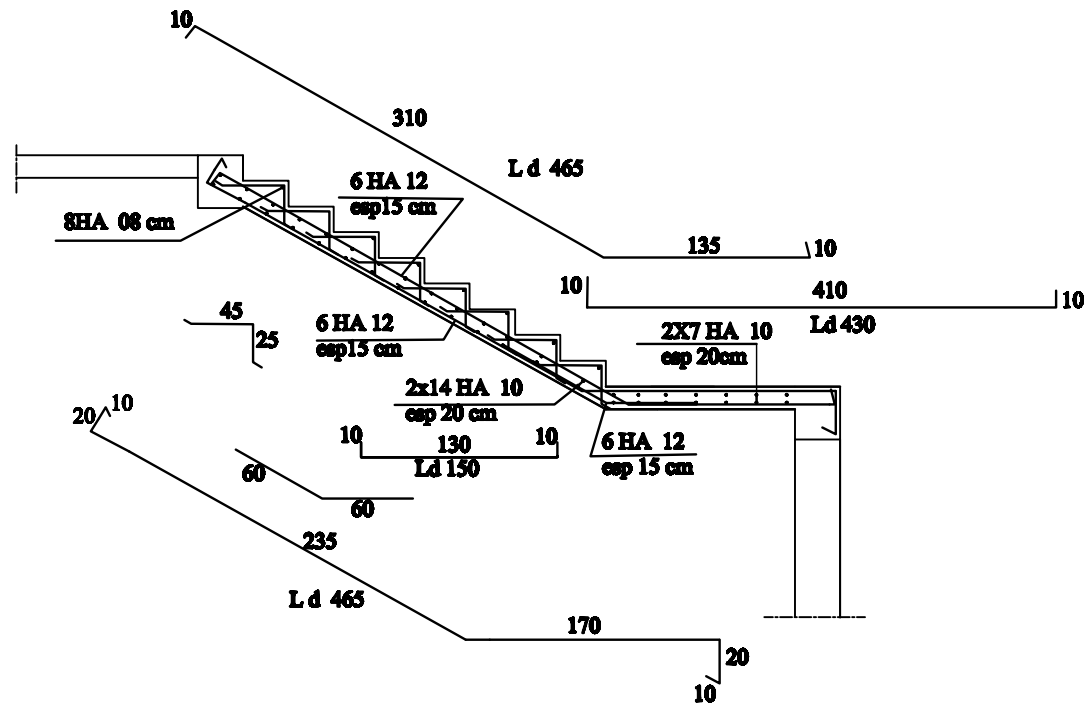


Coupe A-A

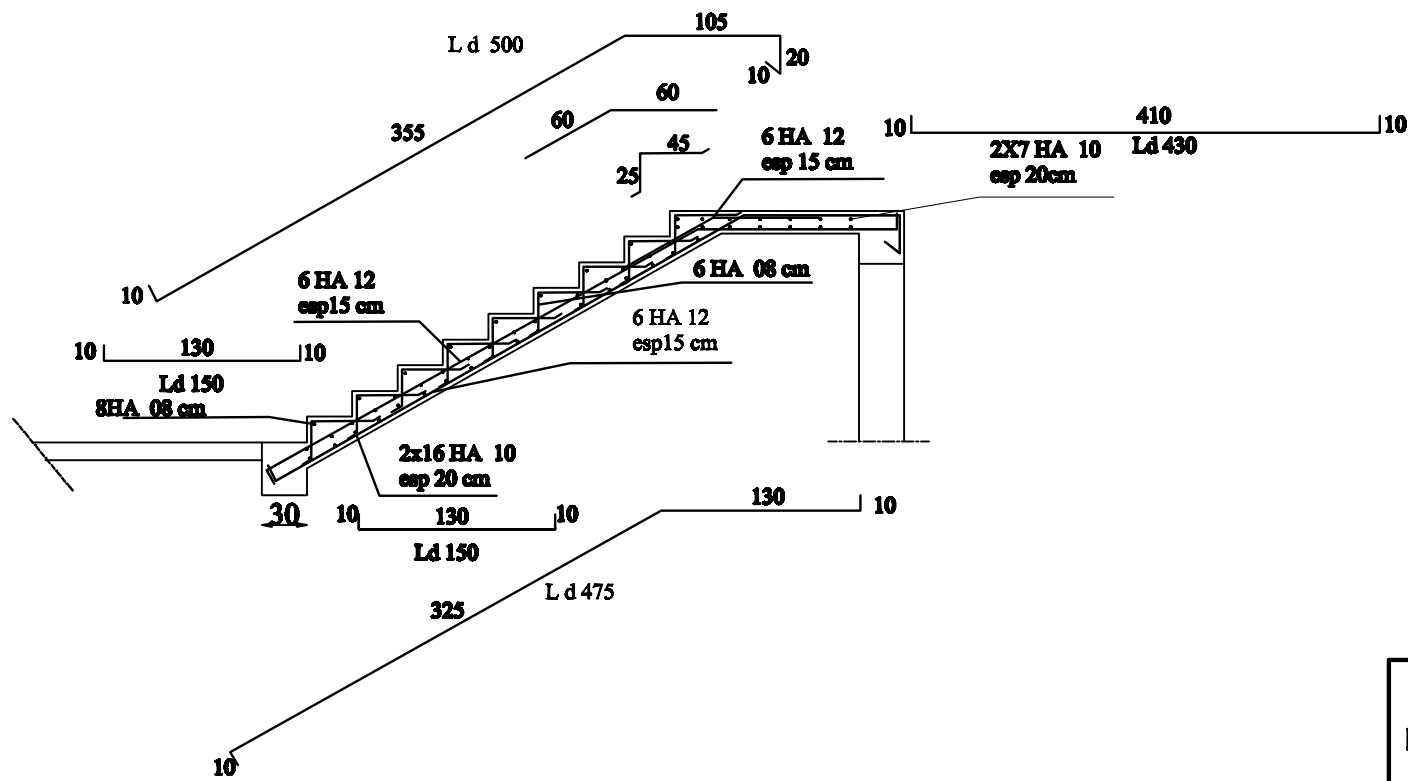


Coupe B-B

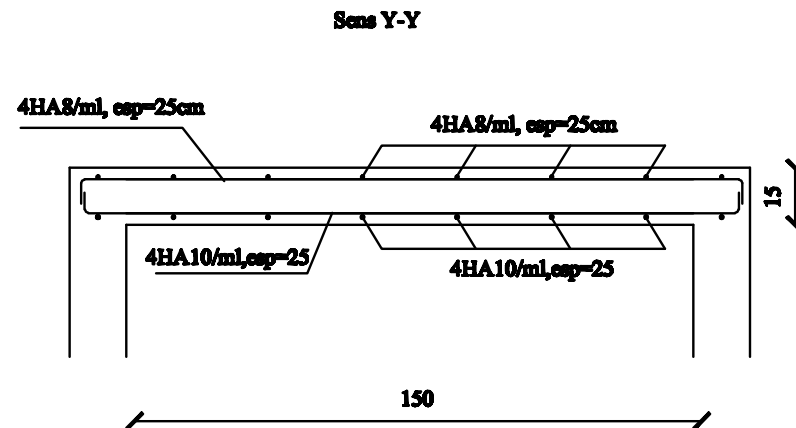
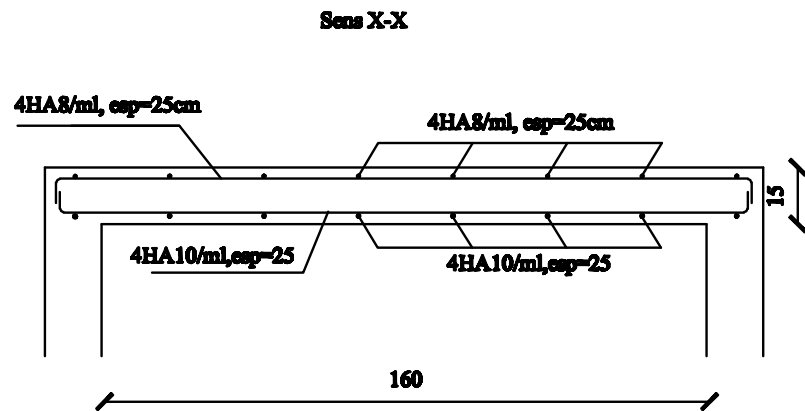
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla	PLAN DE FERRAILLAGE DU PLANCHER		ECHELLE: 1/20 1/10
Dirigé par: Mme LARABI . S			2021-2022



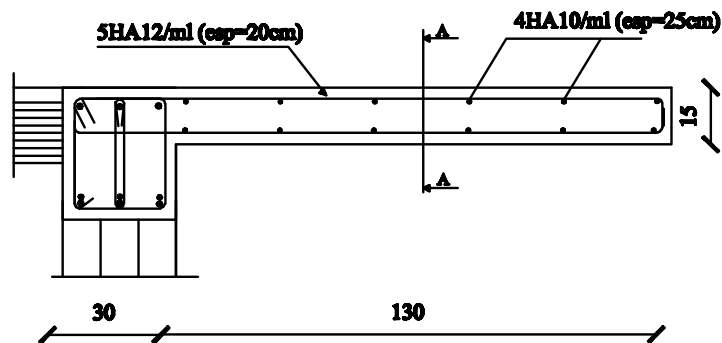
PLAN COFFRAGE ESCALIERS



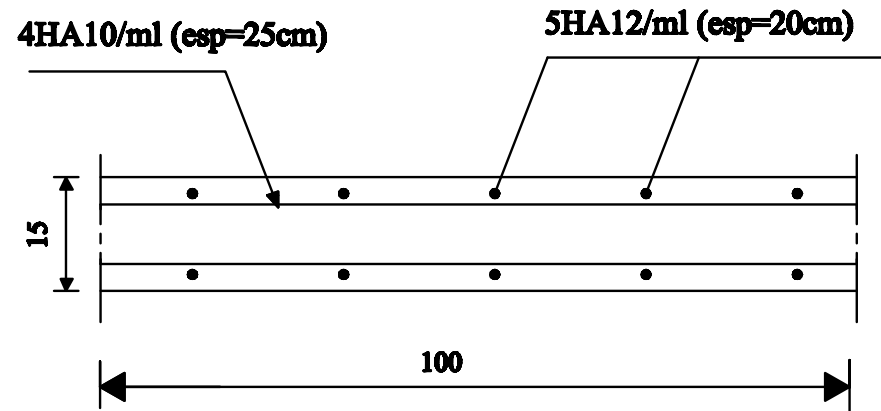
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE T.O	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudé par: Melle MENAD Jedjiga Melle SAHARI Sylla	PLANS DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE ESCALIERS	ECHELLE: 1/ 50
Dérigé par : Mme LARABI . S		2021-2022



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla	PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SALLE MACHINE		ECHELLE: 1/20
Dérogé par: Mme LARABI . S			2021-2022



Coupe A-A

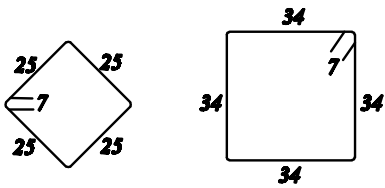


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla	PLAN DE FERRAILLAGE DU BALCON ET DU PORTE A FAUX		ECHELLE: 1/20 1/10
Dérigé par: Mme LARABI . S			2021-2022

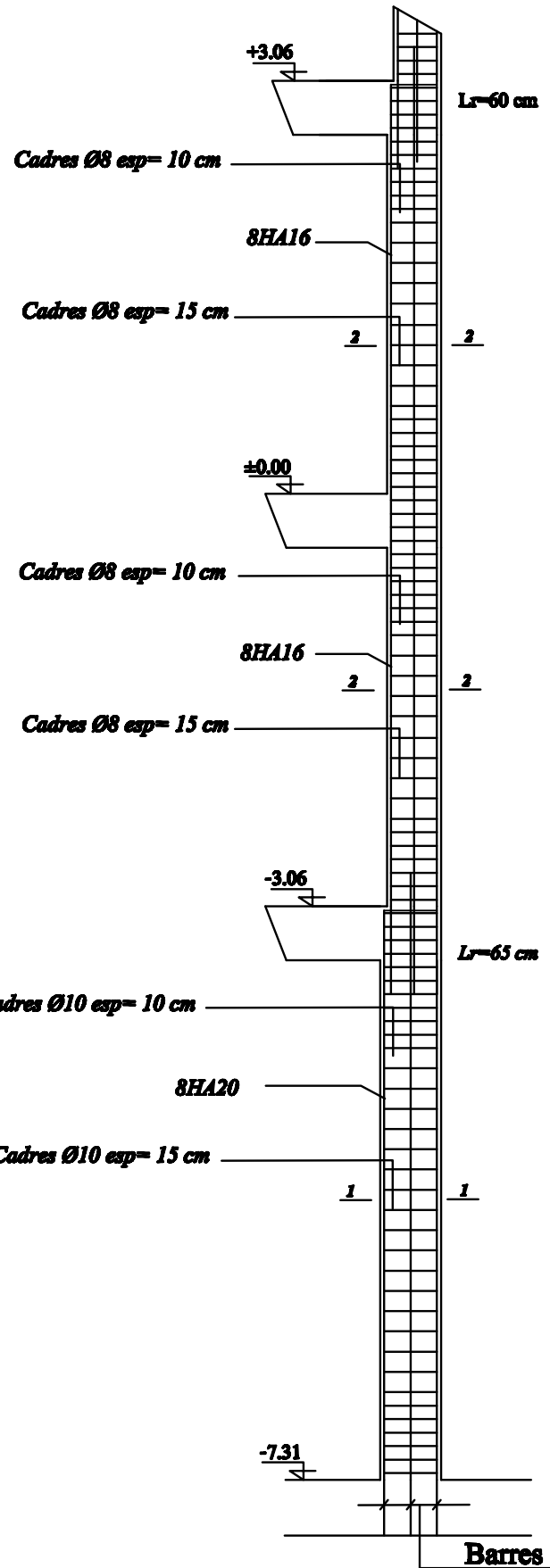
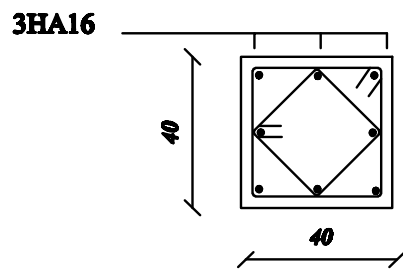
FERRAILLAGE DES POTEaux ZONE 1 ET 2

ZONE 2

Détaille des cadres Ø8

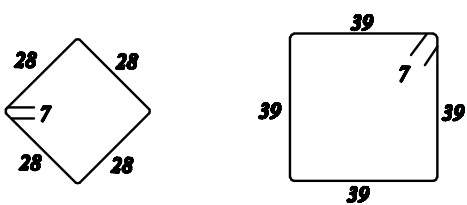


Coupe 2-2

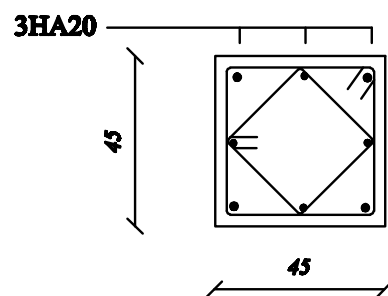


ZONE 1

Détaille des cadres Ø10



Coupe 1-1

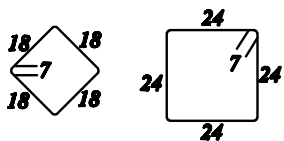


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudlé par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla		PLANS DE FERRAILLAGE DES POTEaux E-SOL 2, E-SOL1, RDC	ECHELLE: 1/ 50 1/ 20
Dérigé par : Mme LARABI . S			2021-2022

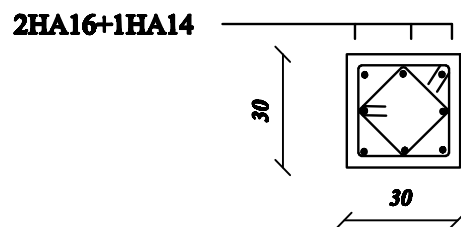
FERRAILLAGE DES POTEaux ZONE 3 ET 4

ZONE 4

Détaille des cadres Ø8

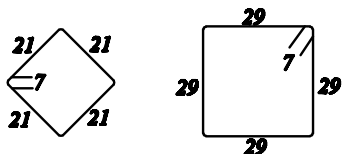


Coupe 4-4

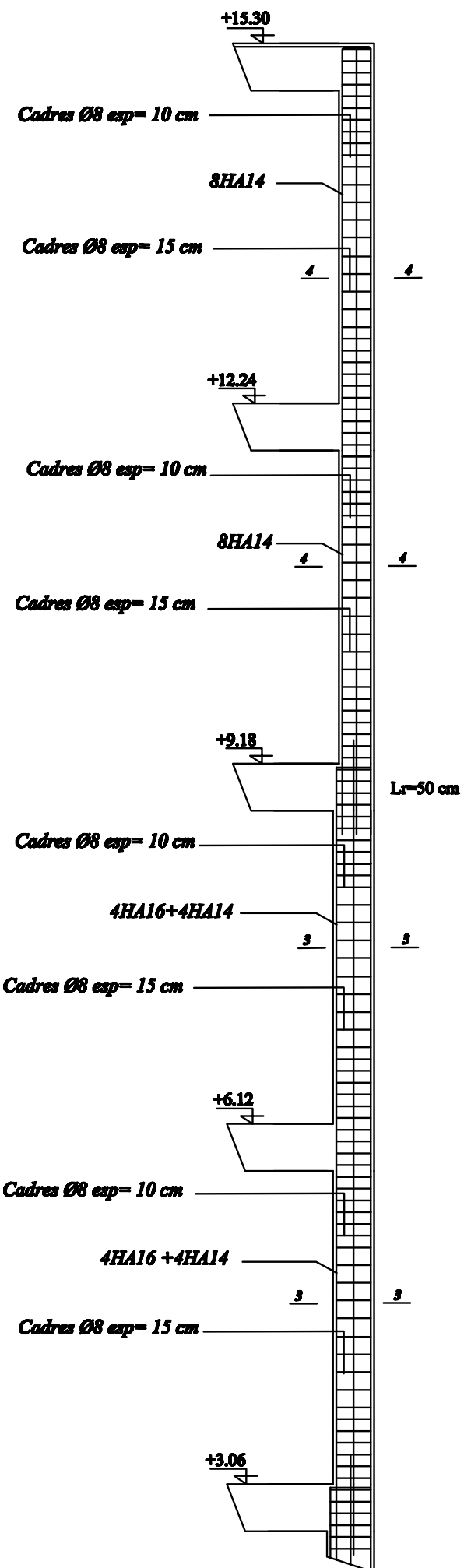
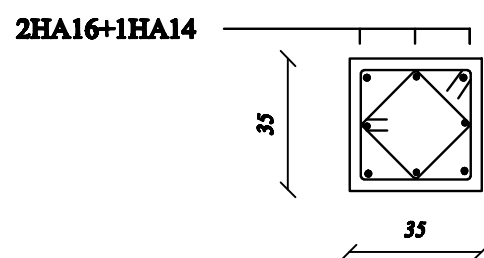


ZONE 3

Détaille des cadres Ø8



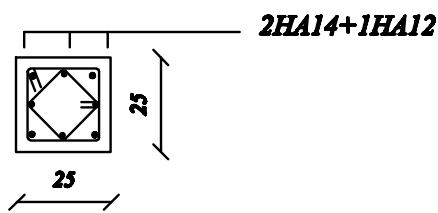
Coupe 3-3



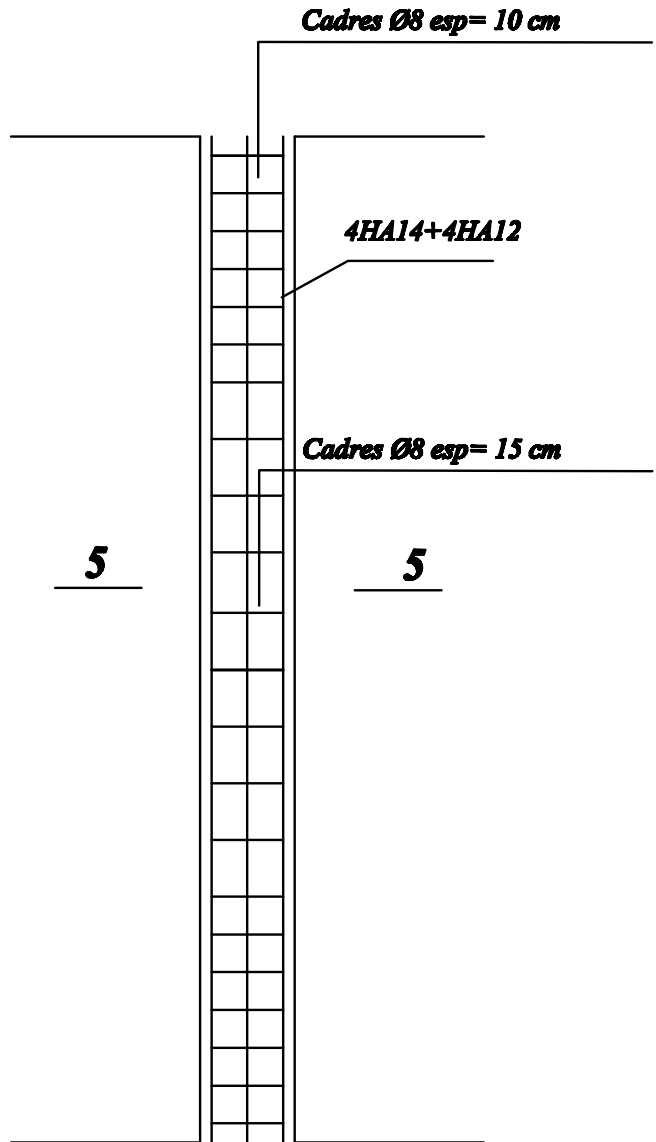
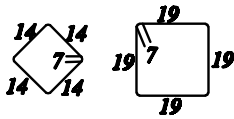
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudlé par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla		PLANS DE FERRAILLAGE DES POTEaux ETAGE 1, 2, 3 ET 4	ECHELLE: 1/ 50 1/ 20
Dérigé par : Mme LARABI . S			2021-2022

FERRAILLAGE DES POTEAUX 25X25

Coupe 5-5



Détail des cadres Ø8



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE T.O

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par:

Melle MENAD Jedjga

Melle SAHARI Syfia

Dérogé par:

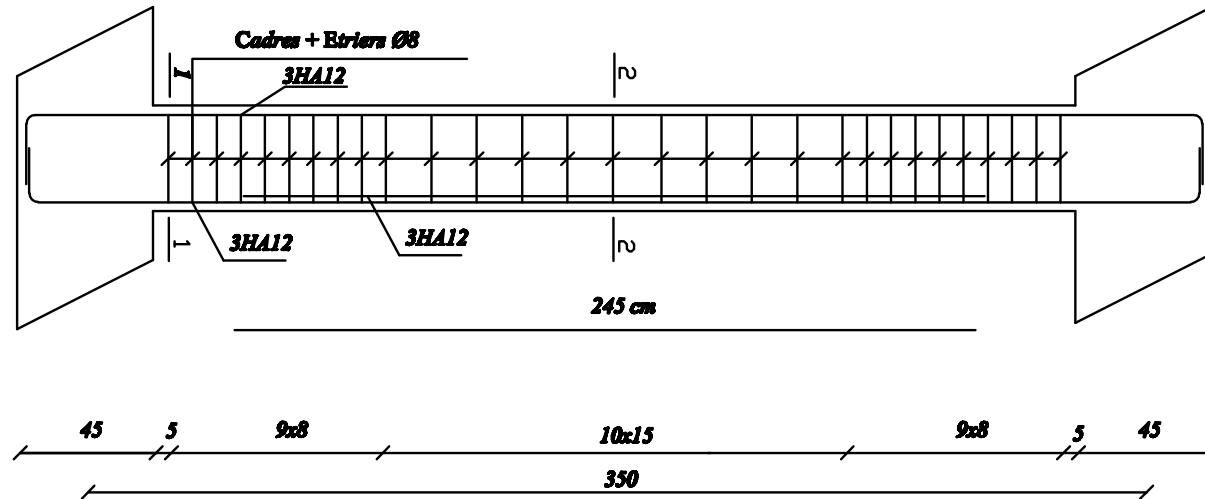
Mme LARABI . S

PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX 25X25 CM²

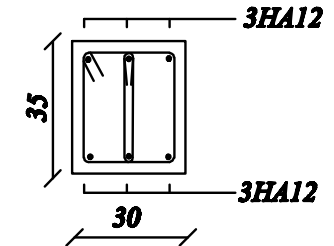
ECHELLE: 1/20

2021-2022

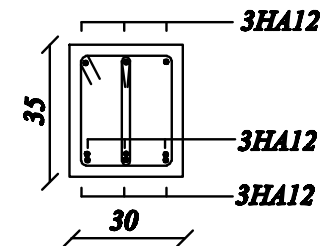
FERRAILLAGE DES POUTRES PALIERES



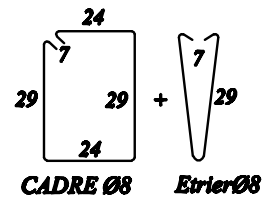
Coupe 1-1



Coupe 2-2

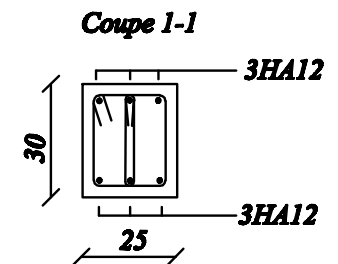
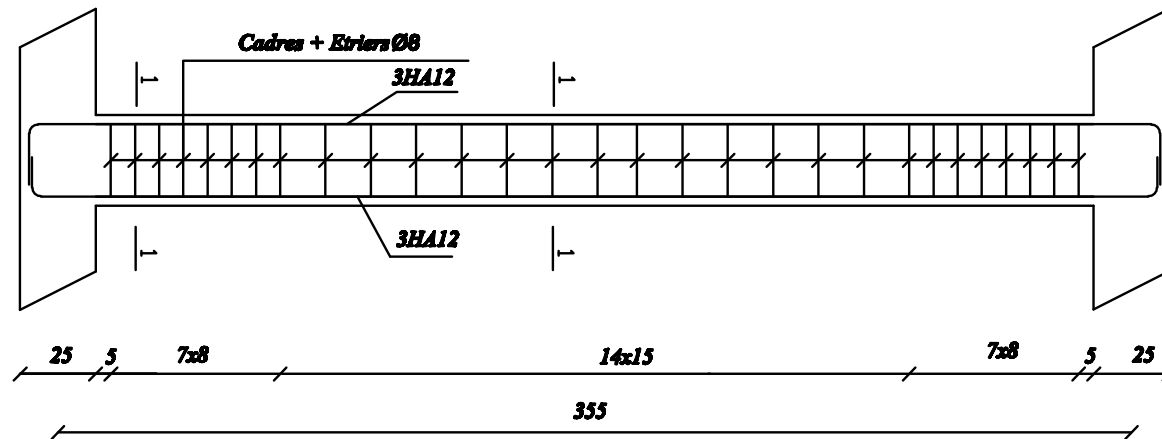


Détaille des cadres

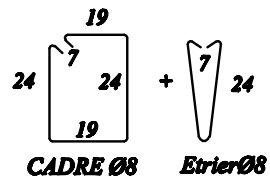


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla	PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES PALIERES		ECHELLE: 1/25 1/20
Dirigé par: Mme LARABI . S			2021-2022

FERRAILAGE DES POUTRES DE CHAINAGE

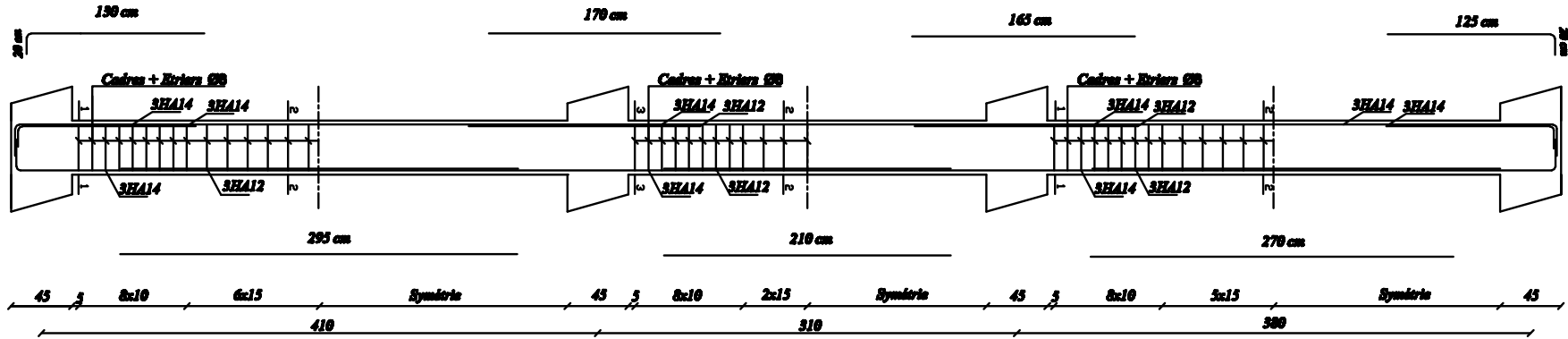


Détail des cadres

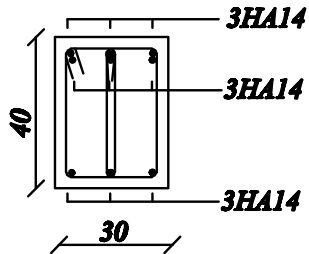


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla	<h3 style="margin: 0;">PLAN DE FERRAILAGE DES POUTRES DE CHAINAGE</h3>		ECHELLE: 1/25 1/20
Dérigé par: Mme LARABI . S			2021-2022

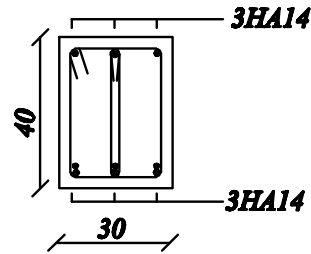
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES AXE A ET H



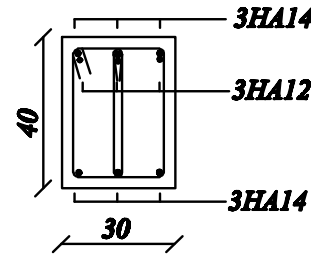
Coupe 1-1



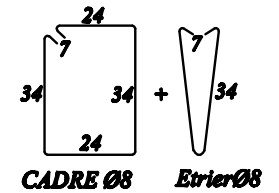
Coupe 2-2



Coupe 3-3

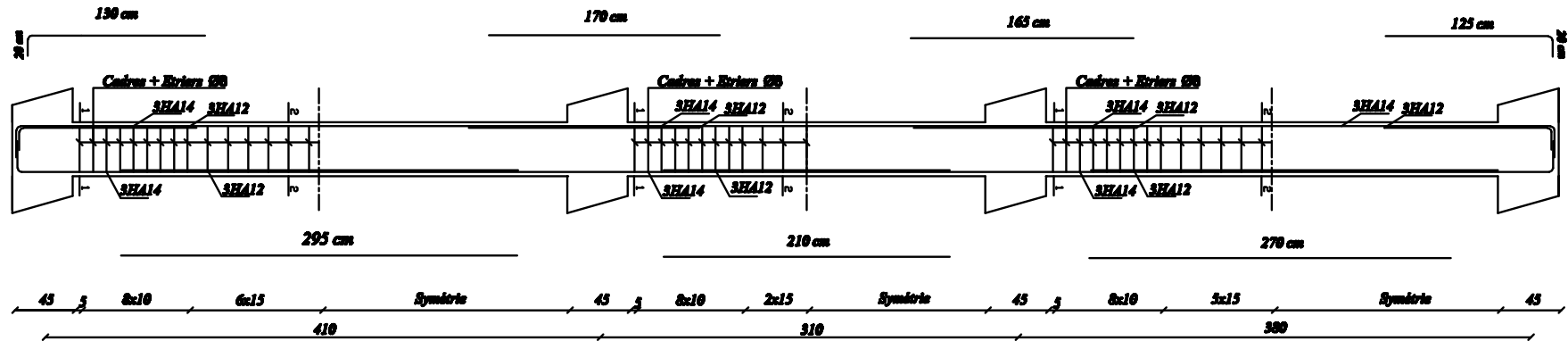


Détaille des cadres

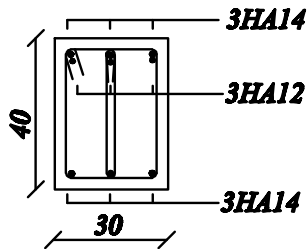


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Syla	PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES		ECHELLE: 1/50 1/20
Dérivé par: Mme LARABI . S			2021-2022

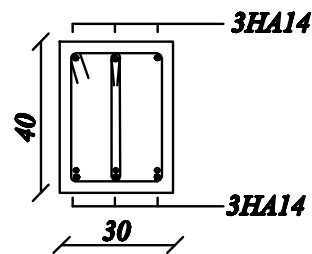
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES AXE B, C, D, F ET G



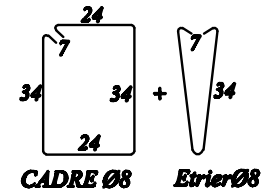
Coupe 1-1



Coupe 2-2

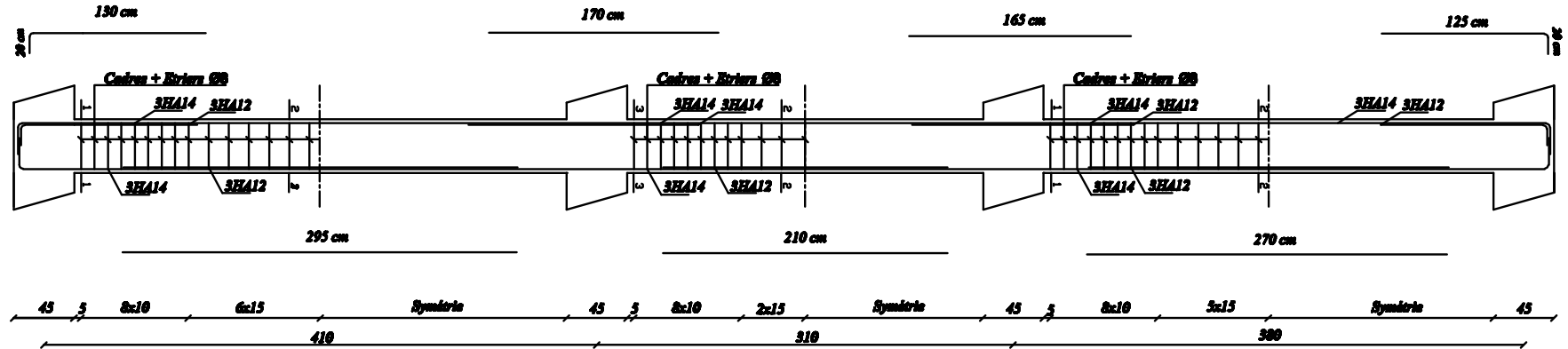


Détaille des cadres

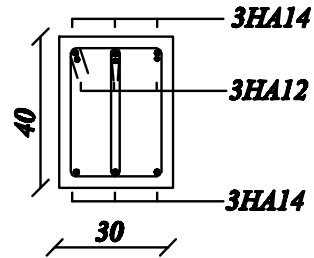


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla	PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES		ECHELLE: 1/50 1/20
Dérigé par: Mme LARABI . S			2021-2022

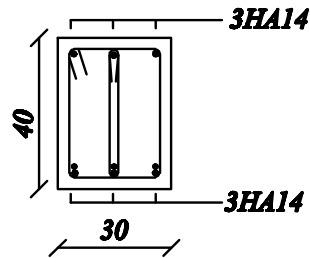
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES AXE E



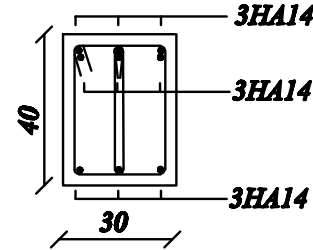
Coupe 1-1



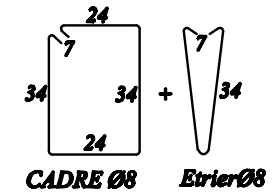
Coupe 2-2



Coupe 3-3

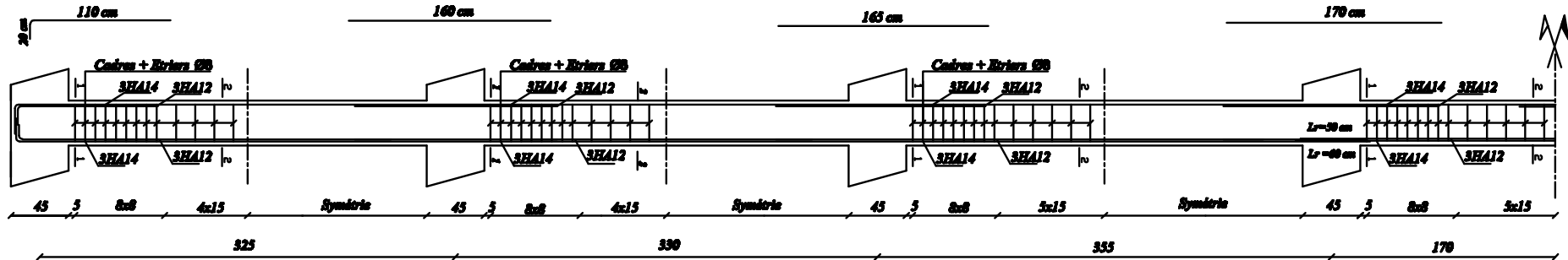


Détaille des cadres

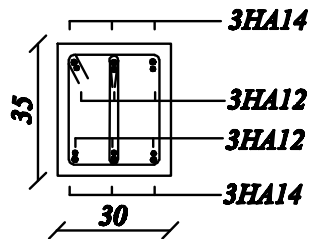


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla	PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES		ECHELLE: 1/50 1/20
Dérivé par: Mme LARABI . S			2021-2022

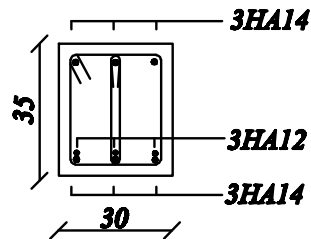
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES



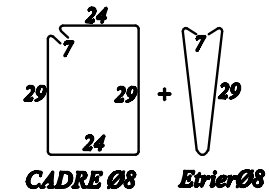
Coupe 1-1



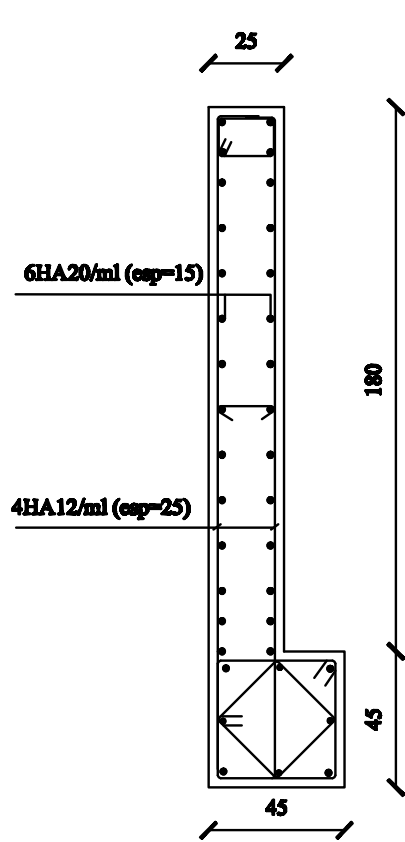
Coupe 2-2



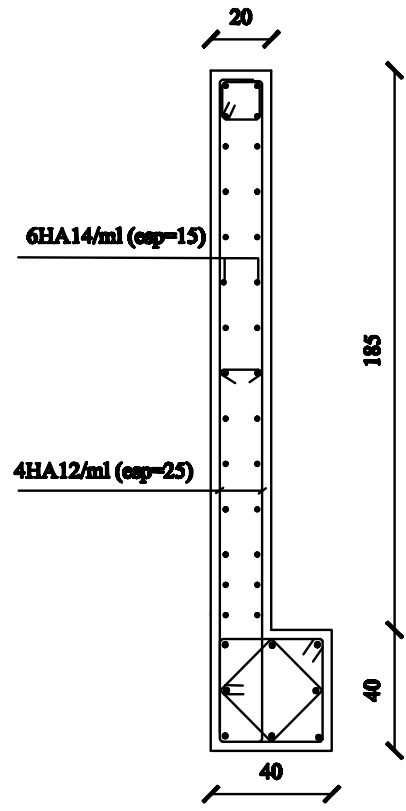
Détaille des cadres



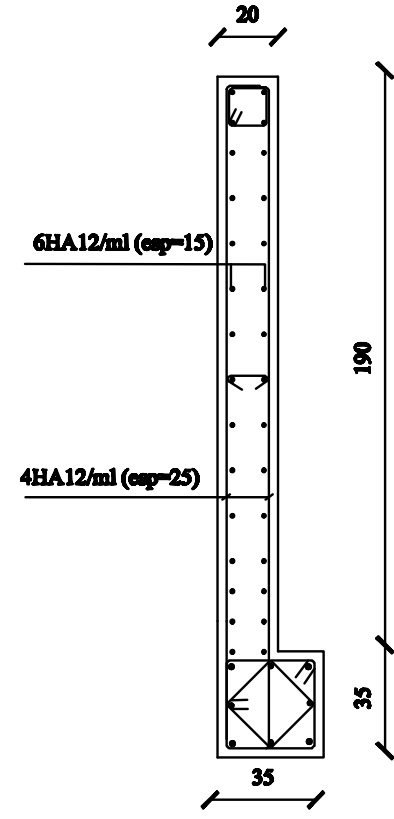
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla	PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES		ECHELLE: 1/50 1/20
Dérivé par: Mme LARABI . S			2021-2022



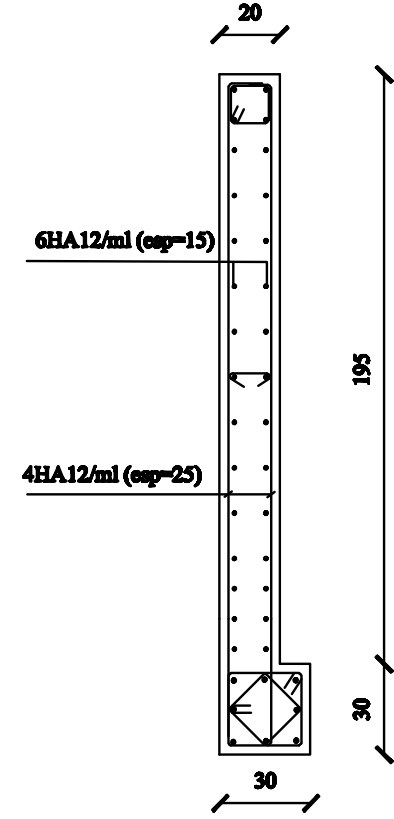
ZONE 1



ZONE 2

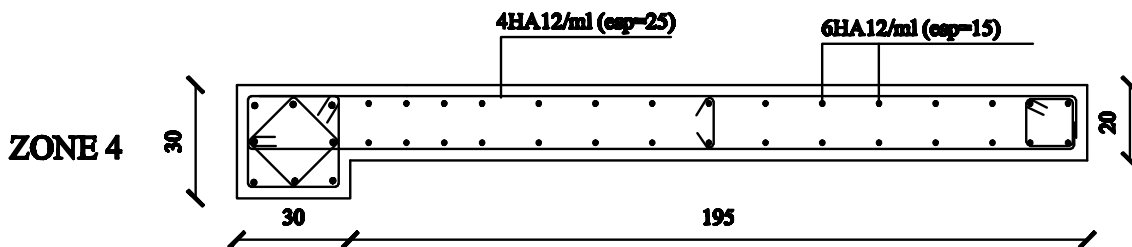
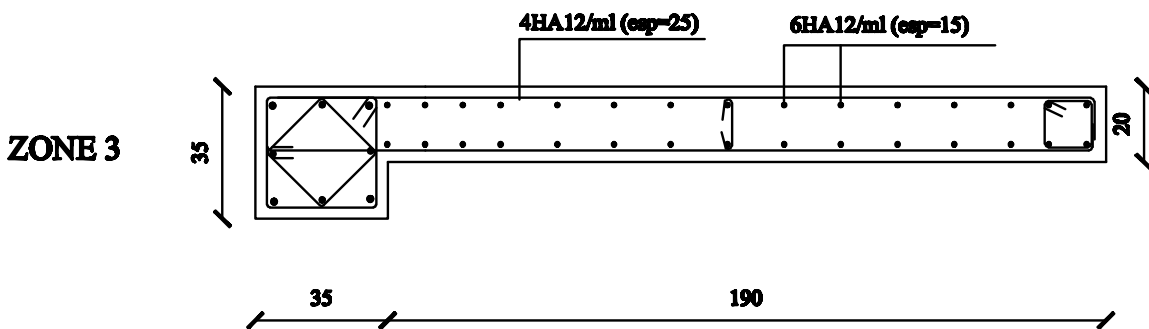
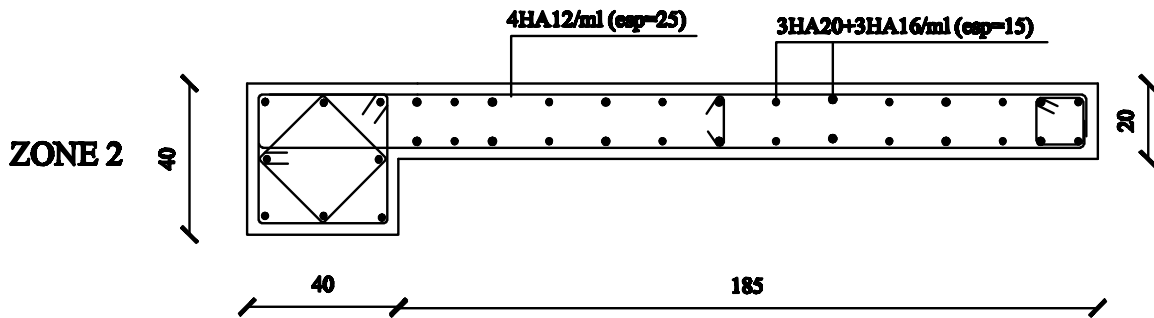
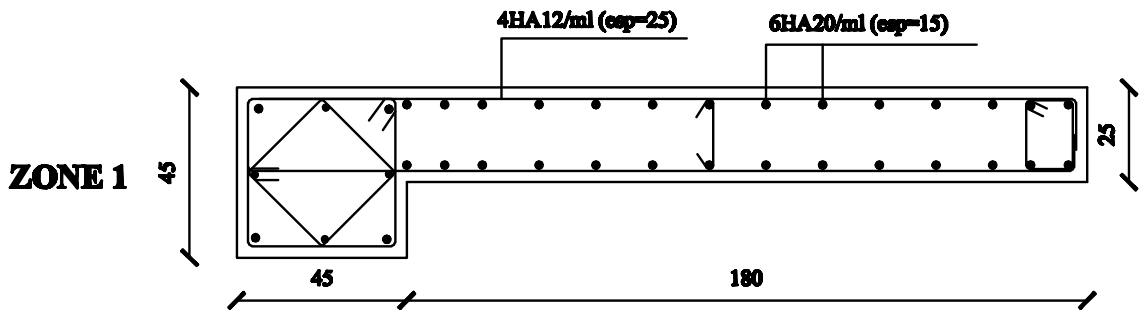


ZONE 3



ZONE 4

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla	PLAN DE FERRAILLAGE DU VOILE TRANSVERSAL 1		ECHELLE: 1/20
Dérivé par: Mme LARABI . S			2021-2022



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE T.O

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par:
Melle MENAD Jedjga
Melle SAHARI Syfia

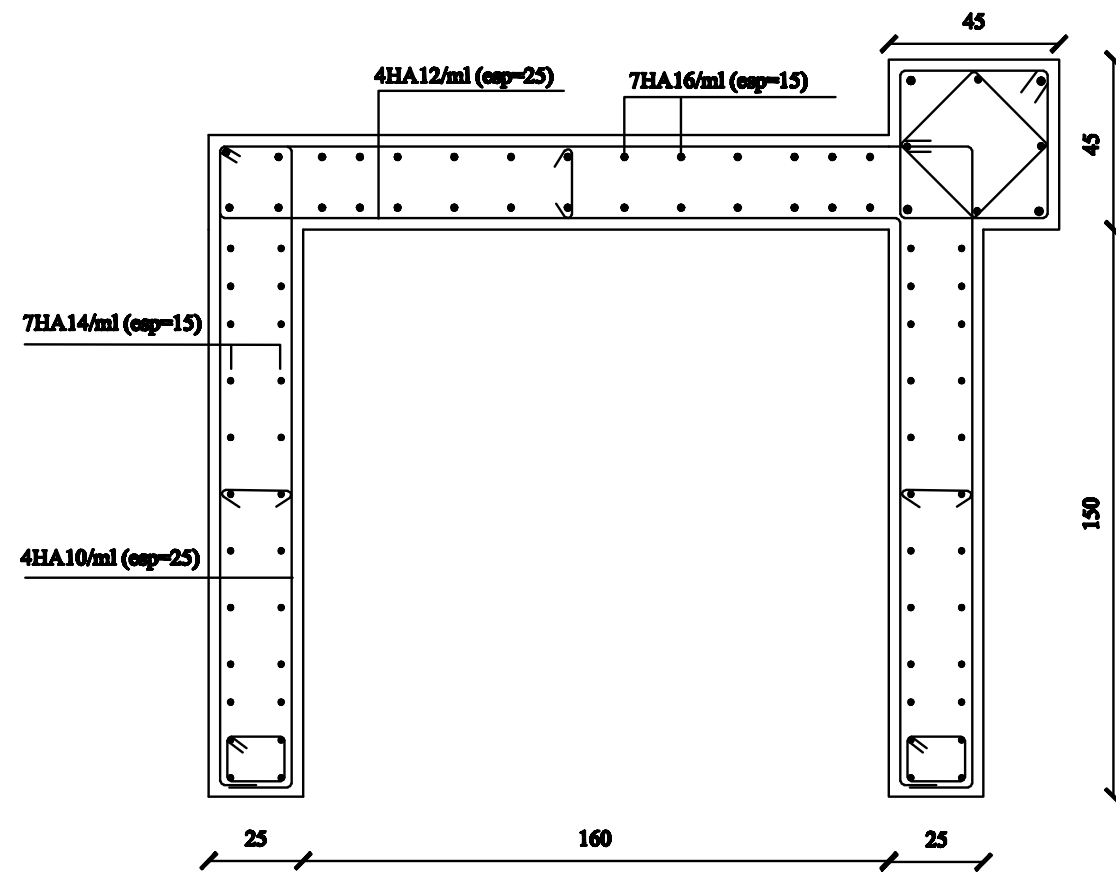
PLAN DE FERRAILLAGE DU VOILE LONGITUDINAL 1

ECHELLE: 1/20

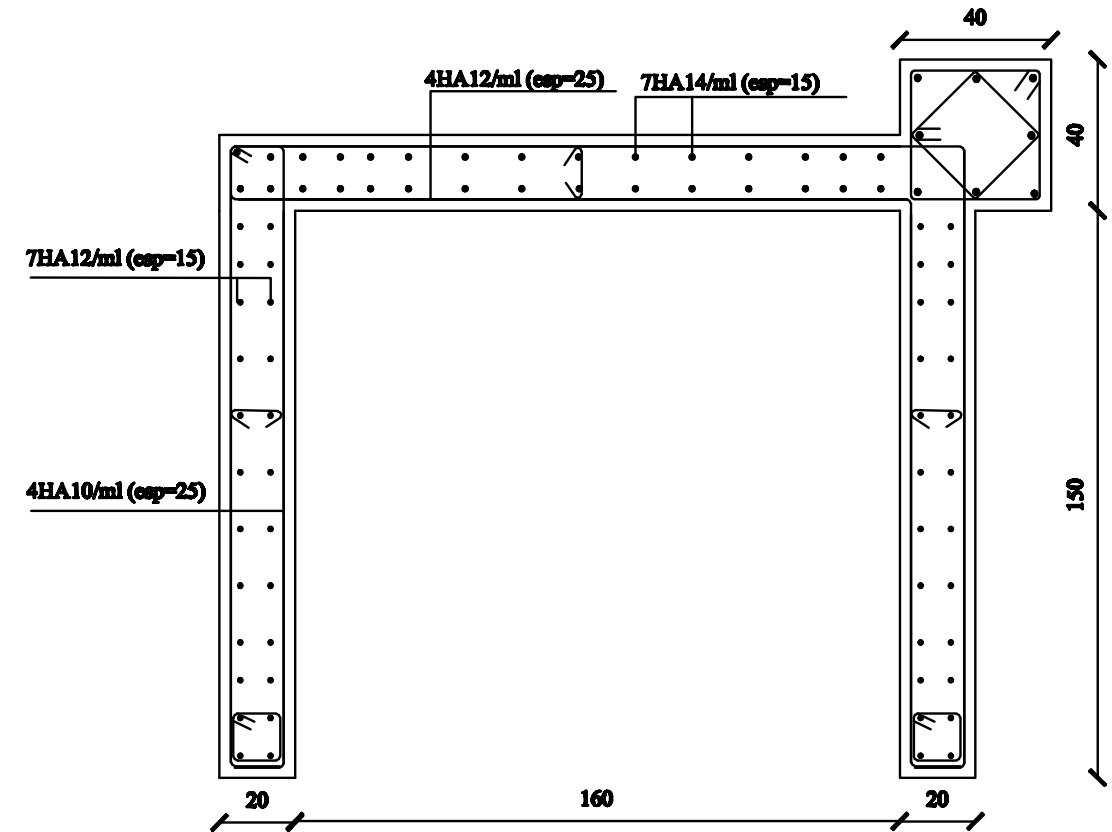
Dérigé par:
Mme LARABI . S

2021-2022

ZONE 1

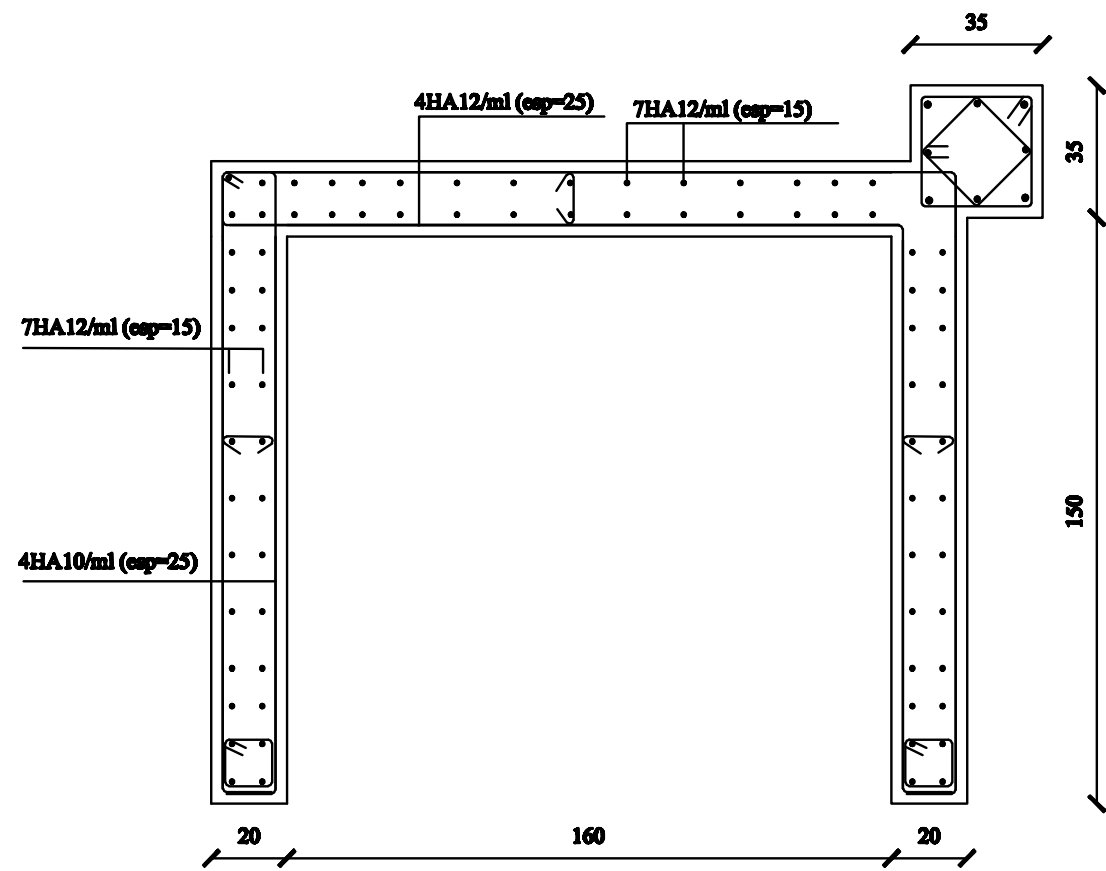


ZONE 2

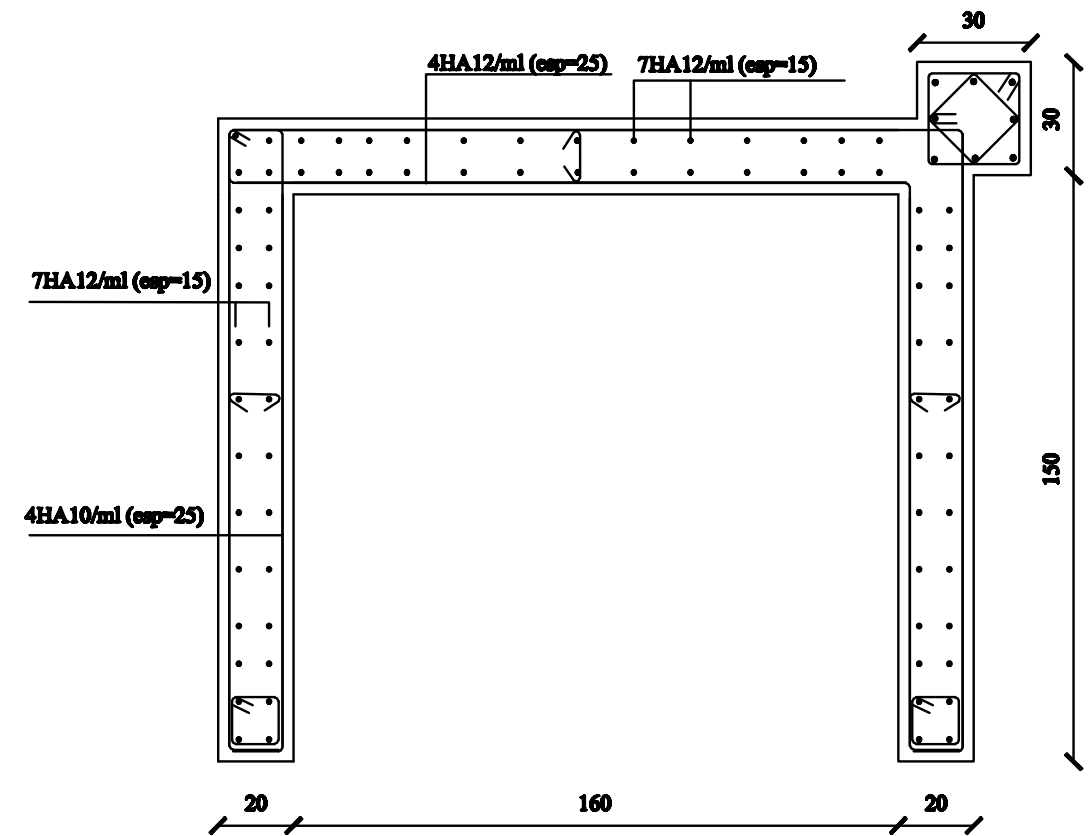


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla		PLANS DE FERRAILLAGE DES VOILES T2 et L2	
Dérigé par : Mme LARABI . S			
		2021-2022	

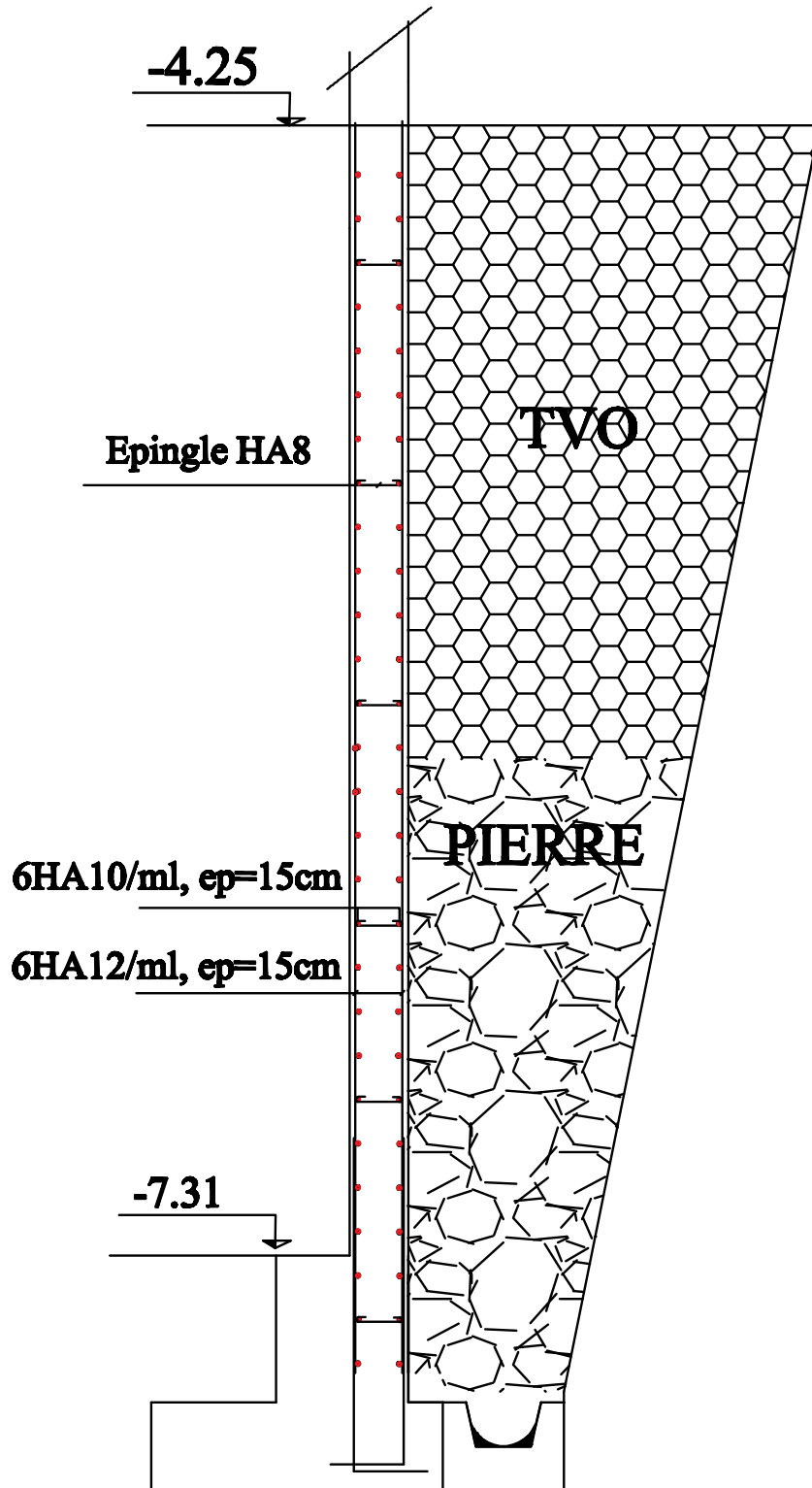
ZONE 3



ZONE 4



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla		PLANS DE FERRAILLAGE DES VOILES T2 et L2	
Dérigé par : Mme LARABI . S			
		2021-2022	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE T.O

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par:
Melle MENAD Jedjga
Melle SAHARI Syha

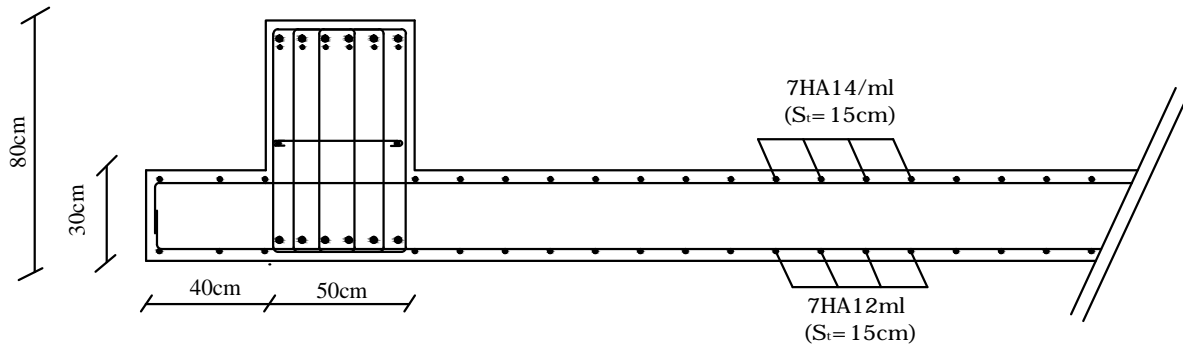
Dérogé par:
Mme LARABI . S

PLAN DE FERRAILLAGE DU
VOILE PERIPHERIQUE

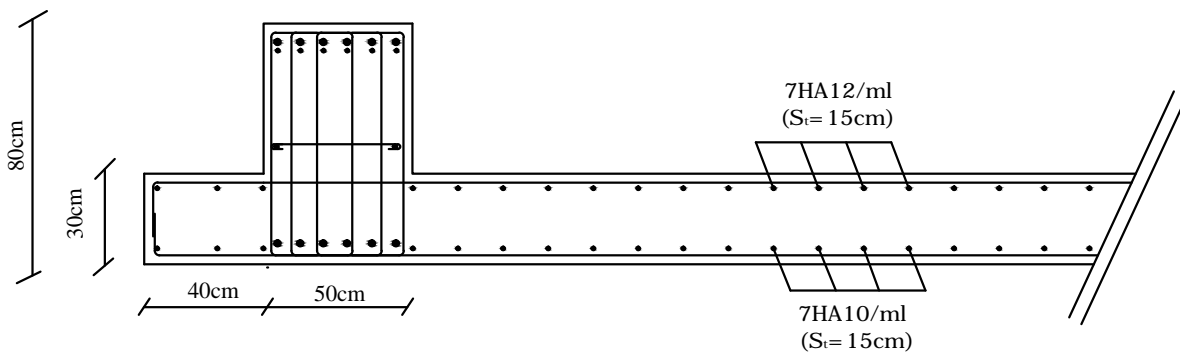
ECHELLE: 1/25

2021-2022

Ferrailage de la dalle radier sens X-X



Ferrailage de la dalle radier sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE
T.O

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par:
Melle MENAD Jedjiga
Melle SAHARI Syla

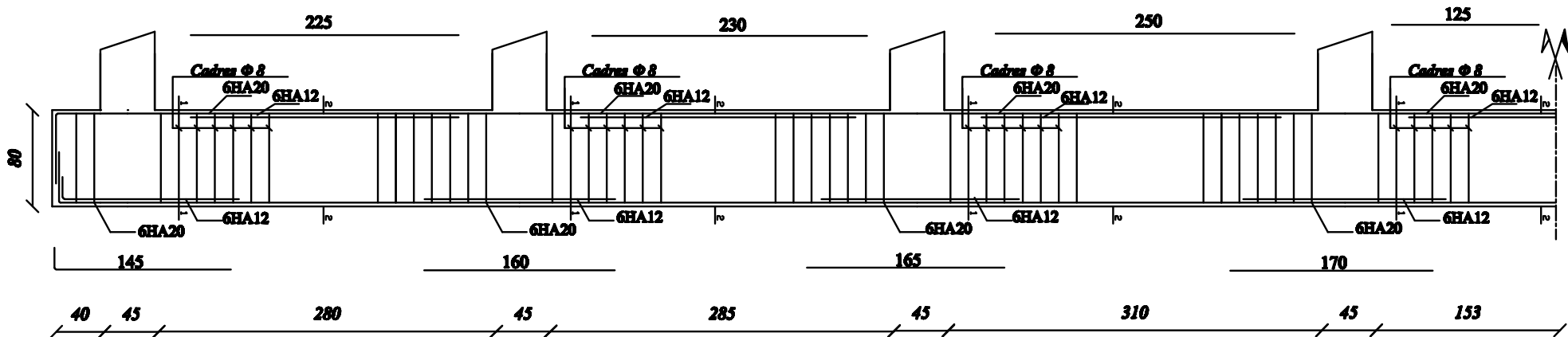
PLANS DE FERRAILAGE DE LA DALLE RADIER

ECHELLE: 1/ 25

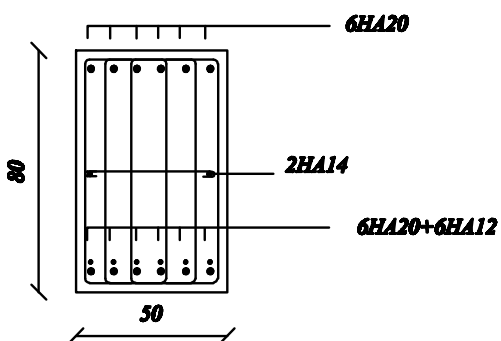
Dérigé par : Mme LARABI . S

2021-2022

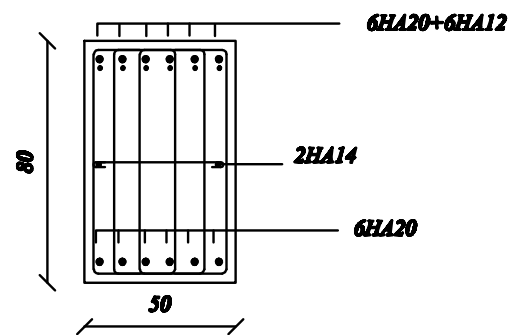
FERRAILLAGE DE LA NERVURE SENS X-X



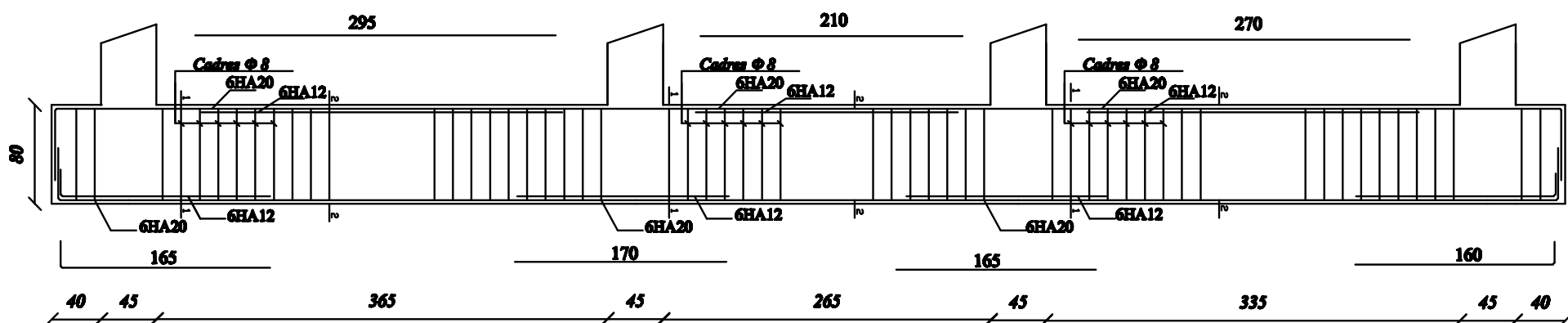
Coupe 1-1



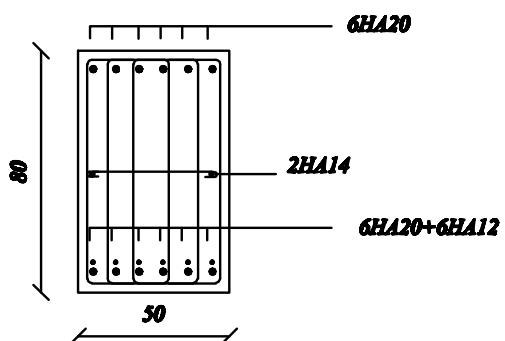
Coupe 2-2



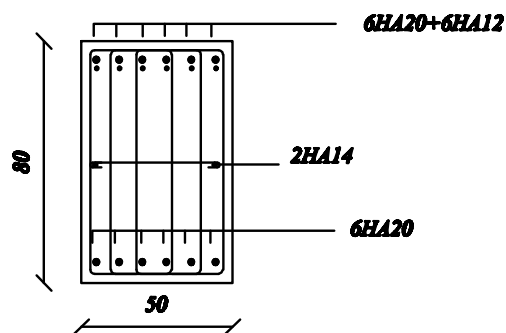
FERRAILLAGE DE LA NERVURE SENS Y-Y



Coupe 1-1



Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE T.O		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudlé par: Melle MENAD Jedjga Melle SAHARI Sylla		PLANS DE FERRAILLAGE DES NERVURES	ECHELLE: 1/ 25
Dérigé par : Mme LARABI . S			2021-2022

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur en génie civil, d'approfondir notre savoir en appliquant les normes des documents techniques réglementaires, LE RPA 99 ainsi que les logiciels de calcul de structure et de dessin techniques tel que ETABS et AUTOCAD.

L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire au niveau minimal le risque d'effondrement du bâtiment en cas de catastrophe naturel tel que le séisme et autres, et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale sécuritaires et économiques.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie Professionnelle.

De ce fait cette étude constitue la première expérience dans notre métier à savoir :

- L'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter
- Ainsi que le contact avec les professionnels qui nous ont permis d'avoir des solutions techniques, économiques et rationnelles pour les problèmes rencontrés durant notre élaboration de ce projet.

BIBLIOGRAPHIE

- 1. Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).**
- 2. DTR B-C 2-2 : charges permanentes et charges d'exploitations.**
- 3. D.T.R-B.C.2.3 : calcul des fondations superficielles.**
- 4. Cour et TD des années de spécialité : Béton, Mds, Bâtiment, Rdm
(Licence 3 master 1 master 2)**
- 5. Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes :
(Kroubi Massinissa 2021 ; Akli Liza 2017 ; Célia iddou 2020)**
- 6. M.BELAZOUGUI. Calcul des ouvrages en béton armé. Office des
publications universitaires.1 [5] en page 174.**
- 7. L'ouvrage d'Albert Fuentes calcul pratique des ossatures de bâtiment
en béton armé) en page 102.**
- 8. BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrage de
construction en béton armé ; Edition DUNOD.**
- 9. Béton armé « BAEL 91 modifié 99 DTU associés Jean-Pierre
Mougins.**