

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du Diplôme Master en génie civil

Option : Construction civil et industrielle

Thème

*Calcul d'un bâtiment (R+6) d'usage
d'habitation et service contreventé par voiles
et portique avec l'application « ETABS »*

Présenté par :

- RATNI Tassadit
- REDOUANI Imane

Encadré par :

Mme : CHERIFI

REMERCIEMENT

*Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion
pour exprimer nos vifs
remerciements à toute personne ayant contribué, de
près ou de loin, à la
réalisation de ce travail.*

*Nous souhaitons tout d'abord remercier notre
encadreur Madame CHERIFI,
qui nous a encadrés avec patience durant la
réalisation de ce travail de fin
d'études. Ses conseils, ses encouragements et sa
disponibilité nous ont été bien
utiles, notamment pour la rédaction de ce projet.
Nous exprimons également notre gratitude aux
membres du jury, qui nous ont
honorés en acceptant de juger ce travail.
Enfin nous tenons à remercier sincèrement
l'ensemble des enseignants de
l'université UMMTO- faculté de génie de la
construction.*

Dédicace

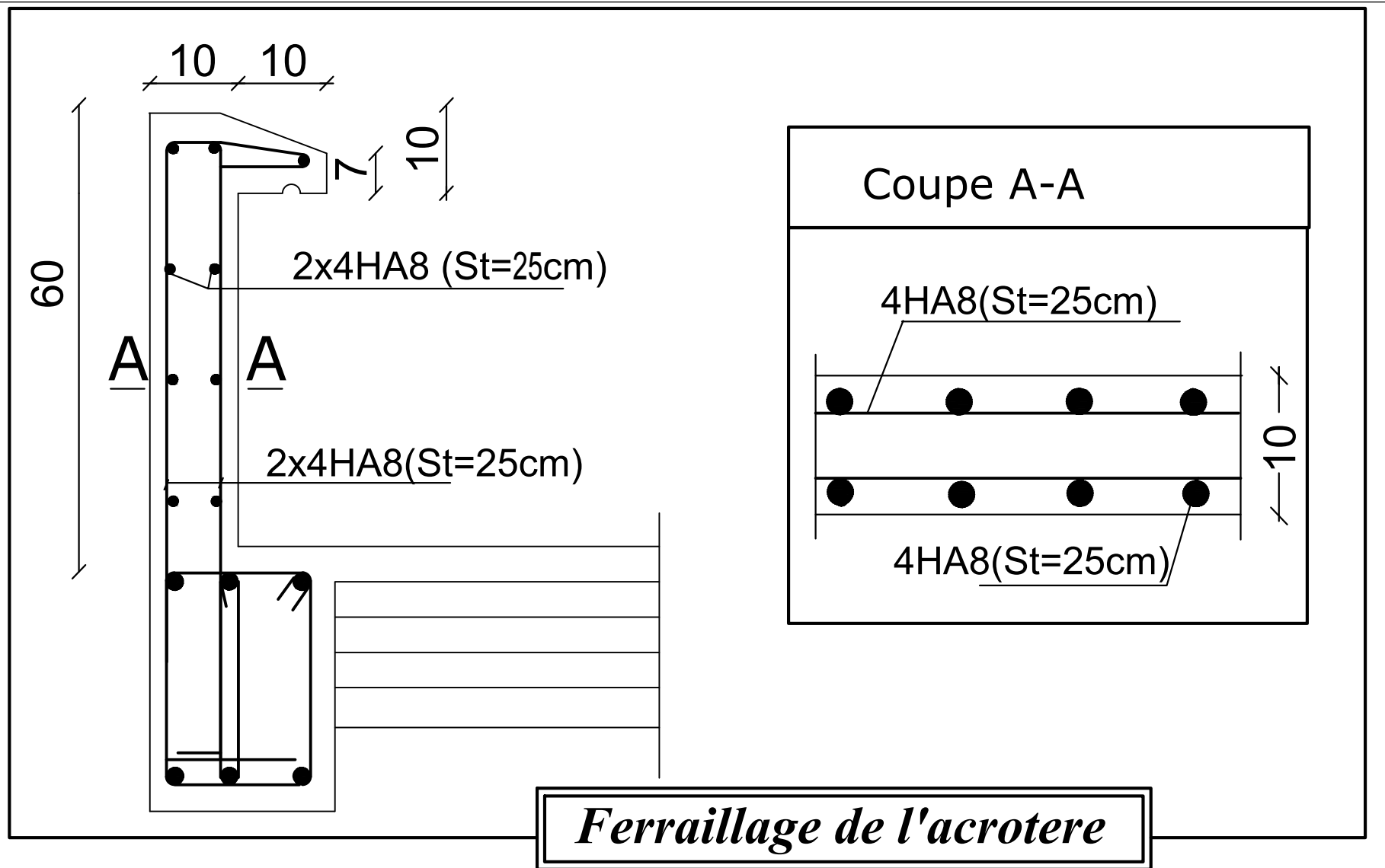
*J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail
A mes très chers parents qui m'ont guidé
durant les moments
les plus pénibles de ce long chemin, ma
mère qui a été à mes côtés et
m'a soutenu durant toute ma vie, et mon
père qui a sacrifié toute
sa vie afin de me voir devenir ce que je
suis, merci mes parents.
A mes adorables frères Saïd et Menad.
A ma chère sœur Mélissa.
A ma grande famille, oncles, tantes,
cousins et cousines
A tous(te) mes amis et amies sans
exception
A toute la promotion de CCI 2019/2020
A tous ceux que j'aime et ceux qui
m'aiment*

Redouani Imane

Dédicace

*J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail
A mes très chers parents qui m'ont guidé
durant les moments
les plus pénibles de ce long chemin, ma
mère qui a été à mes côtés et
m'a soutenu durant toute ma vie, et mon
père qui a sacrifié toute
sa vie afin de me voir devenir ce que je
suis, merci mes parents.
A mes adorables frères Hassene et Mehdi.
A mes chères sœurs Thiziri et Yasmine.
A ma grande famille, oncles, tantes,
cousins et cousines
A tous(te) mes amis et amies sans
exception
A toute la promotion de CCI 2019/2020
A tous ceux que j'aime et ceux qui
m'aiment*

Ratni Tassadit



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

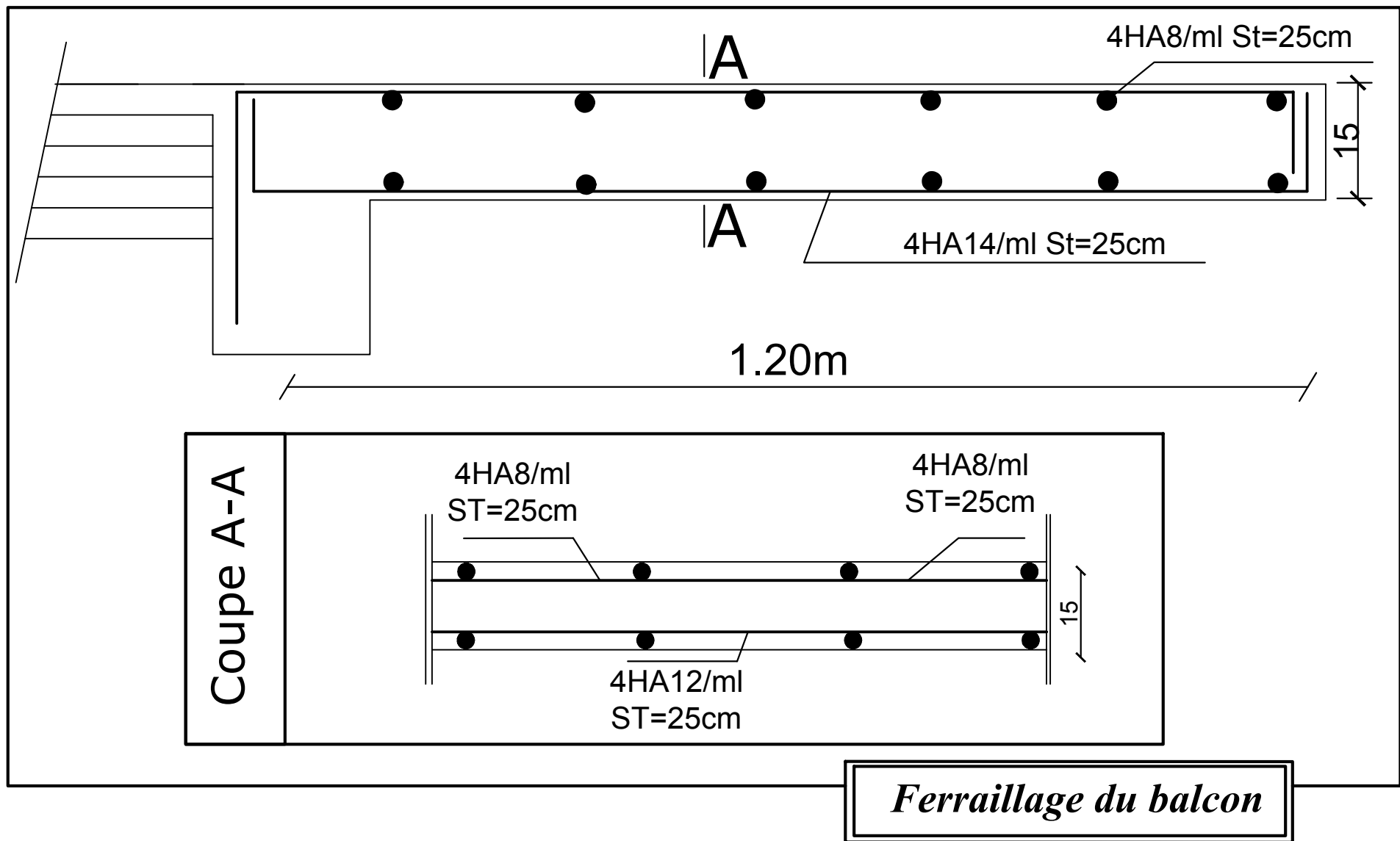
Mlle. RATNI TASSADIT
Mlle. REDOUANI IMANE

ENCADREUR
Mme. CHERIFI

Echelle: 1/25

Plan N°: 1

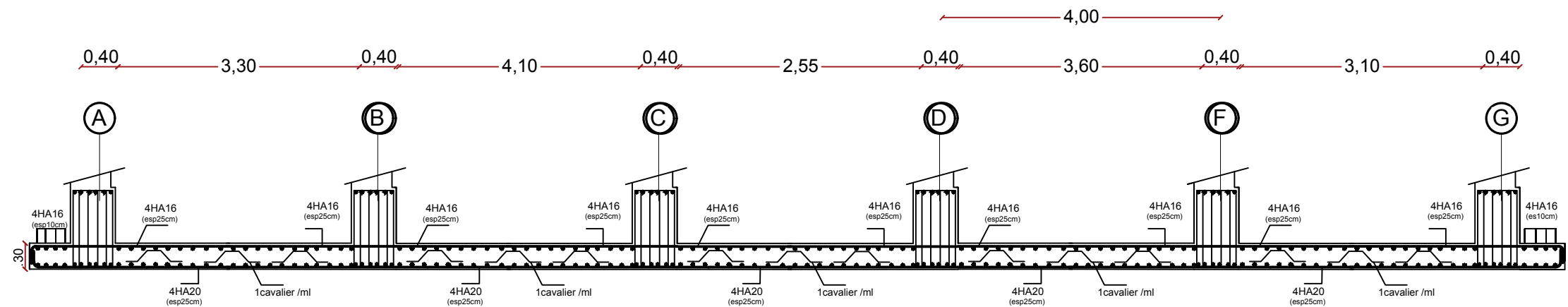
Promotion:
2020



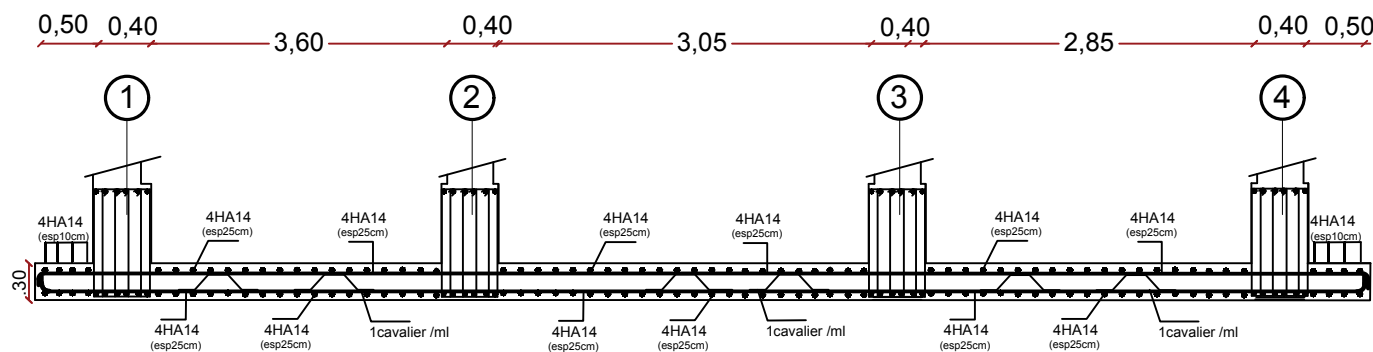
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Mlle. RATNI TASSADIT Mlle. REDOUANI IMANE	<i>Echelle°: 1/25</i>
ENCADREUR Mme. CHERIFI	<i>Plan N°: 6</i>
	<i>Promotion: 2020</i>

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:

-Sens X-X



-Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. RATNI TASSADIT
Mlle. REDOUANI IMANE

ENCADREUR
Mme. CHERIFI

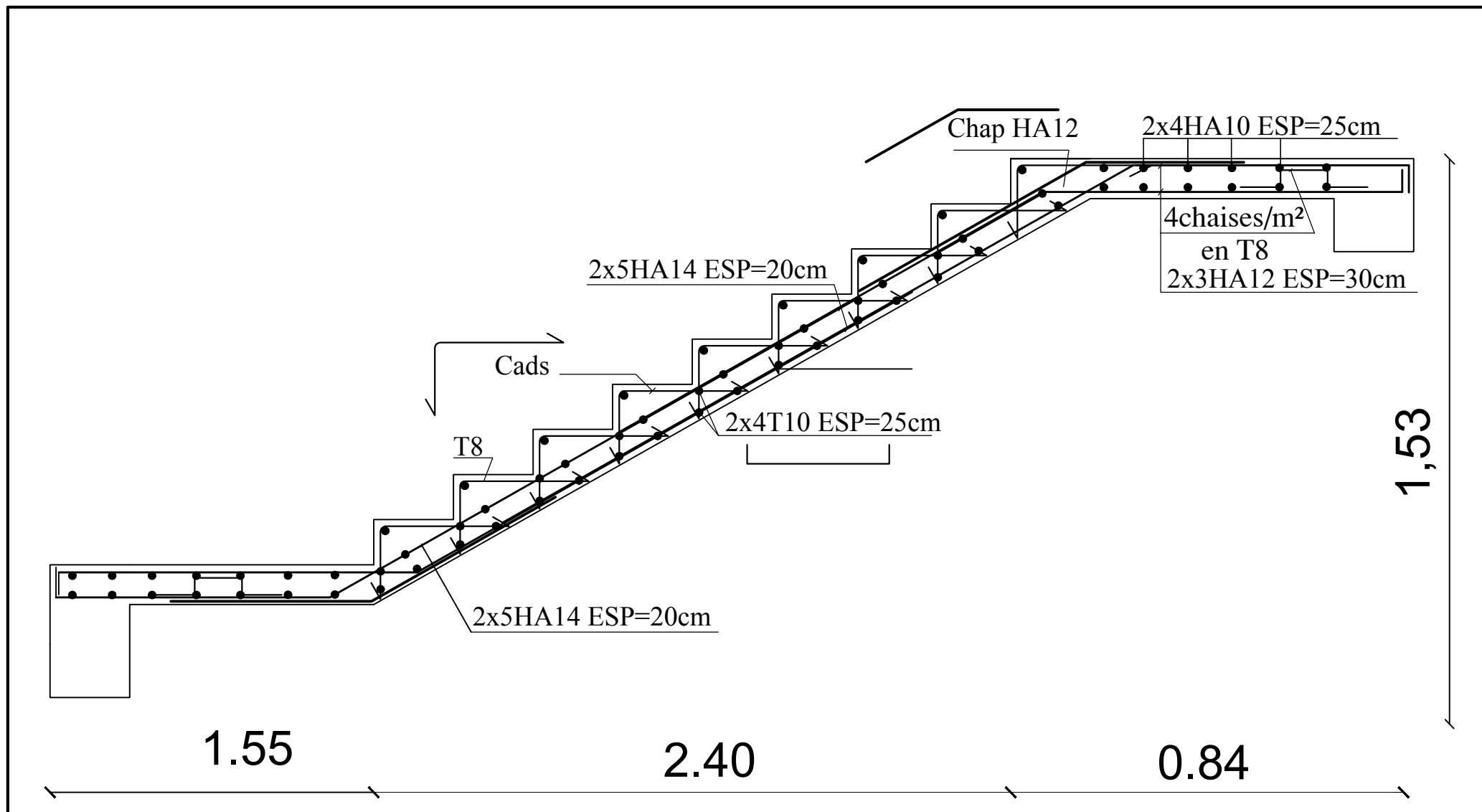
Titre :

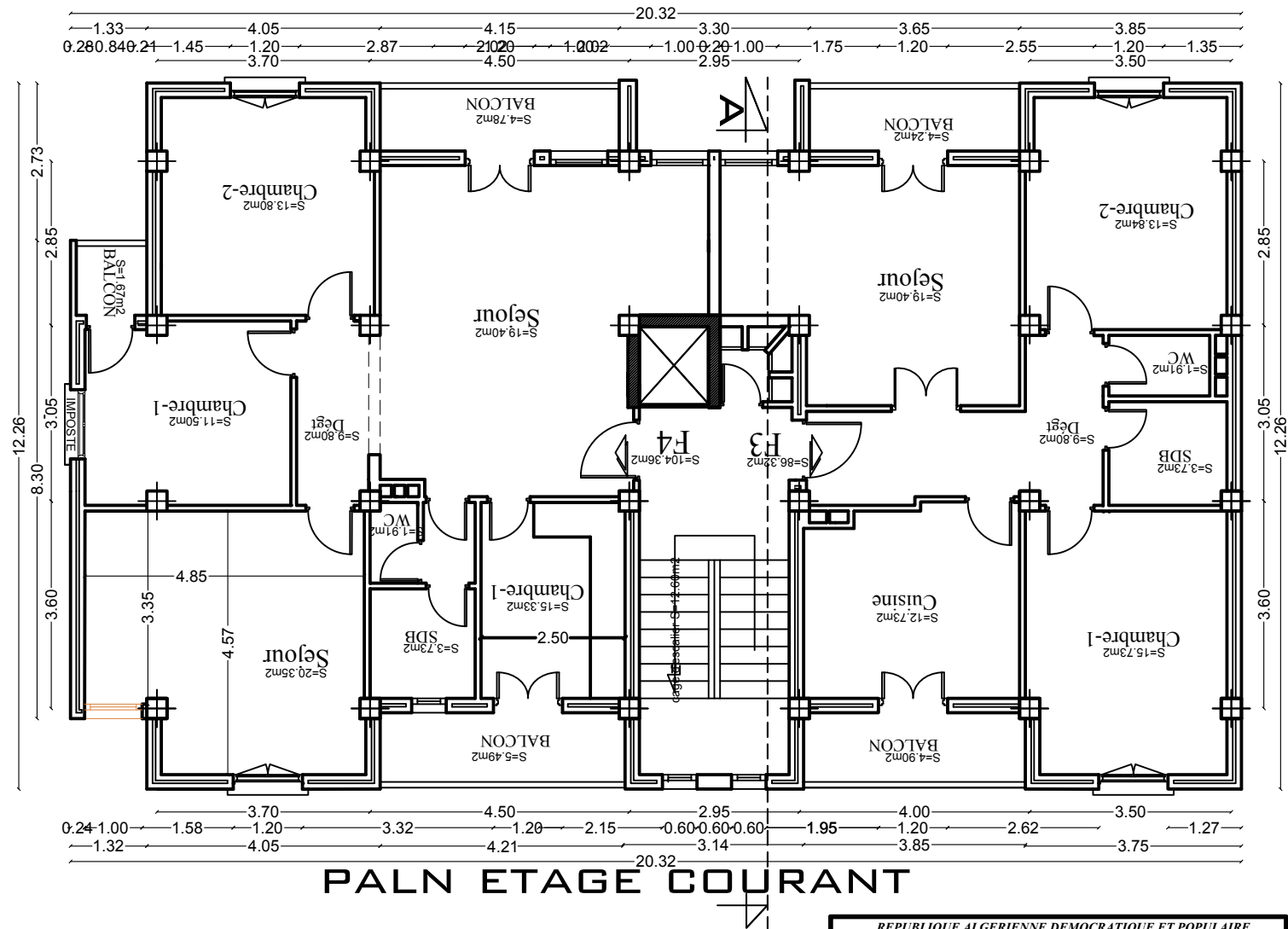
-Ferrailage de la dalle
du radier

Echelle°:1/50

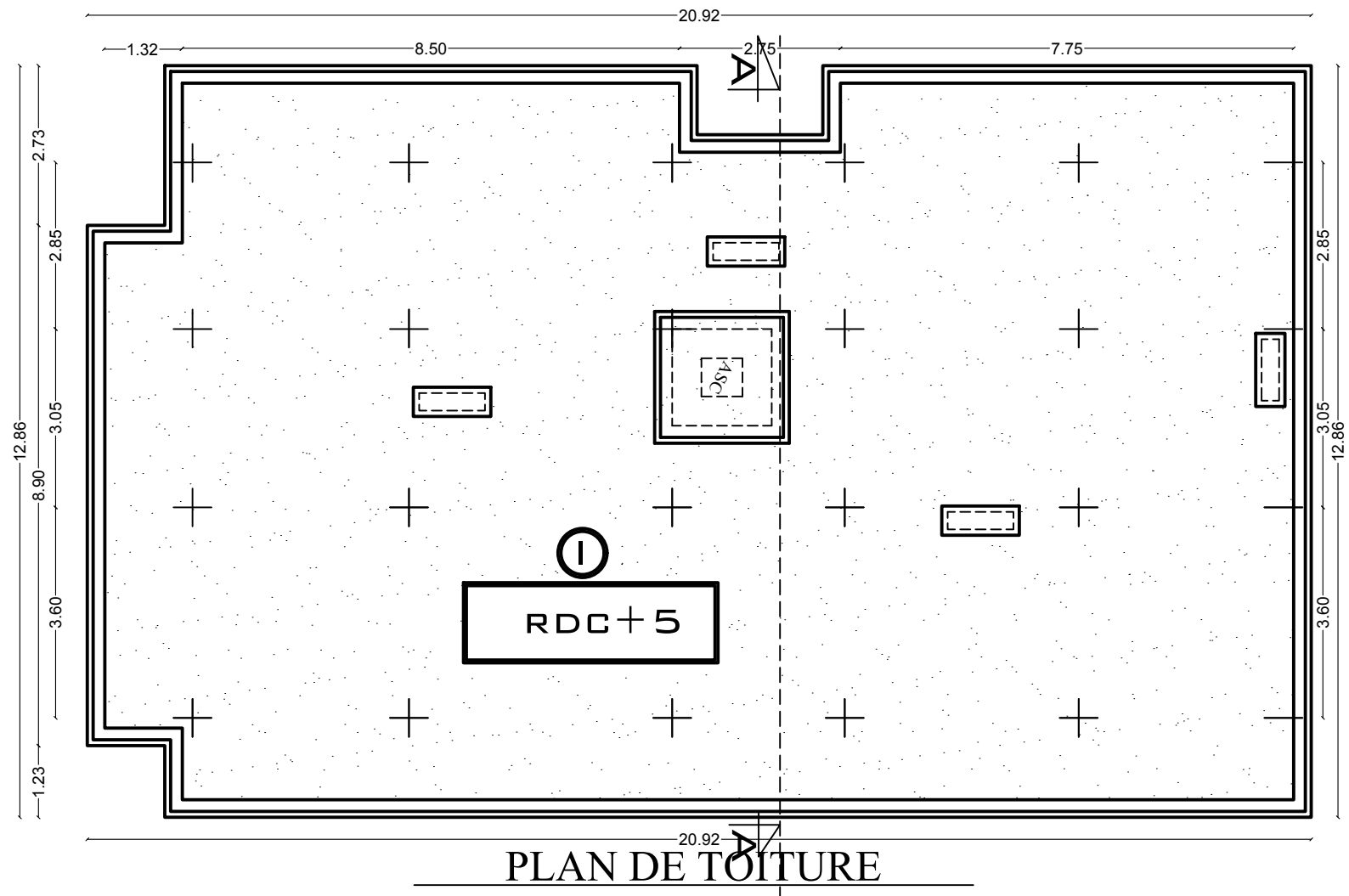
Plan N°:13

Promotion:
2020



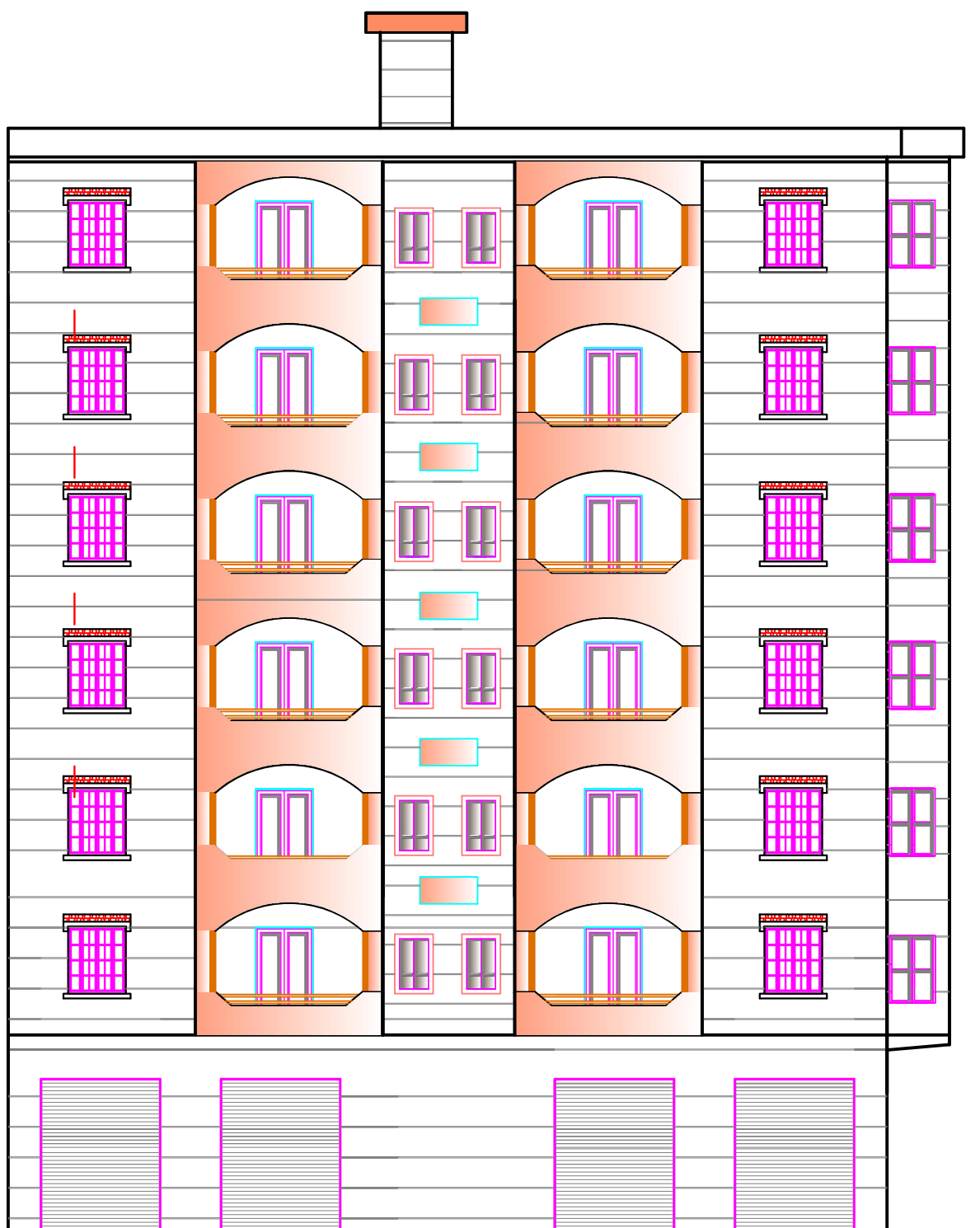


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Mlle. RATNI TASSADIT Mlle. REDOUANI IMANE	<u>Titre :</u>	<u>Echelle</u> : 1/50
ENCADREUR Mme. CHERIFI	PLAN DES ETAGES COURANTS	<u>Plan N°</u> : 04
		<u>Promotion</u> : 2020



PLAN DE TOITURE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Mlle. RATNI TASSADIT Mlle. REDOUANI IMANE	<u>Titre :</u> PLAN DE RDC	<u>Echelle°:</u> 1/50
ENCADREUR Mme. CHERIFI		<u>Plan N°:</u> 05
		<u>Promotion:</u> 2020



FACADE PRINCIPALE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. RATNI TASSADIT
Mlle. REDOUANI IMANE
ENCADREUR
Mme. CHERIFI

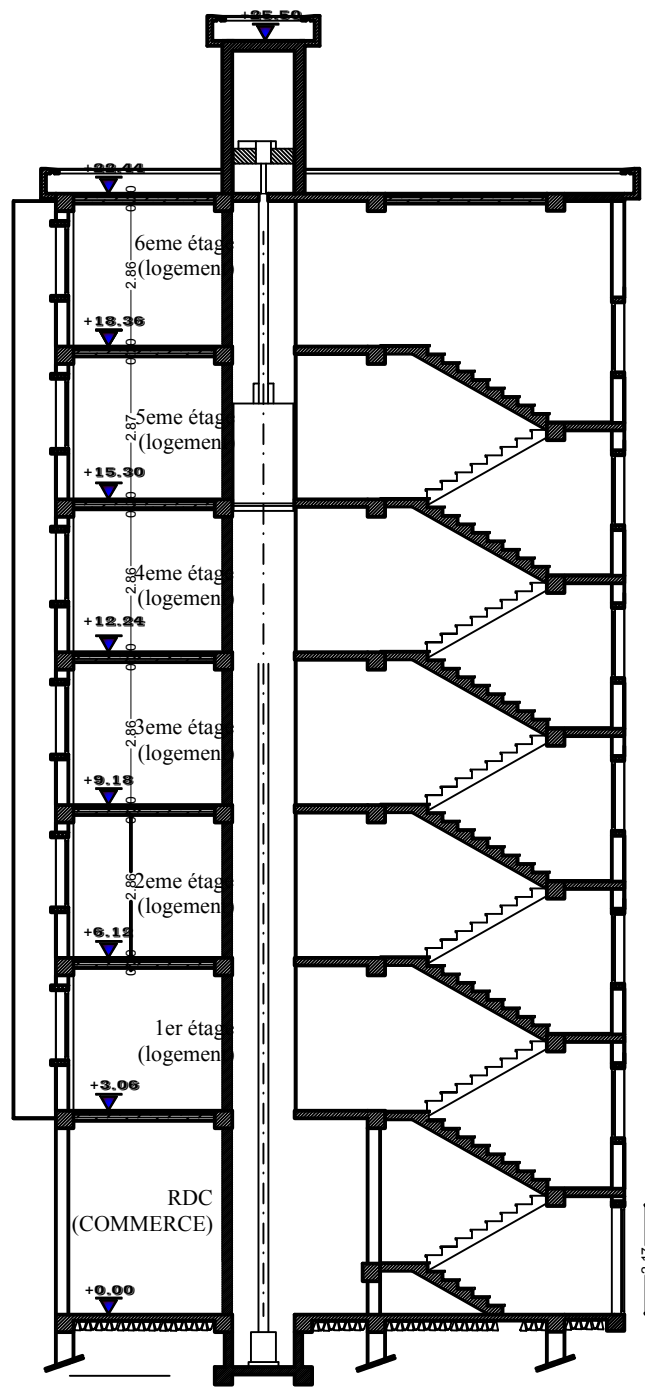
Titre :

PLAN DE LA
FACADE PRINCIPALE

Echelle: 1/50

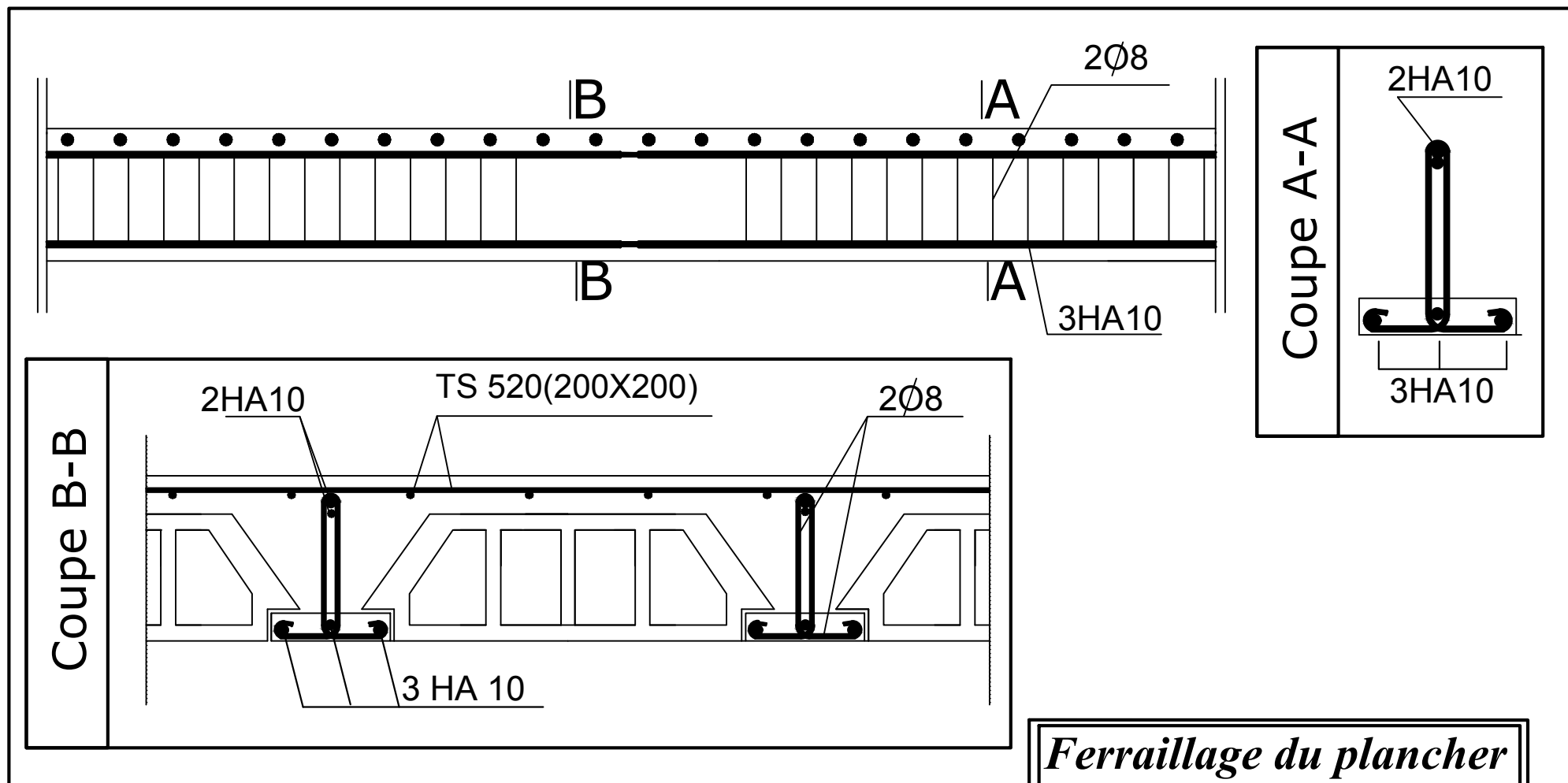
Plan N°: 01

Promotion:
2020



COUPE A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Mlle. RATNI TASSADIT Mlle. REDOUANI IMANE	<u>Titre :</u> COUPE TRANSVERSALE	<u>Echelle:</u> 1/50 <u>Plan N°:</u> 02
ENCADREUR Mme. CHERIFI		<u>Promotion:</u> 2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. RATNI TASSADIT
Mlle. REDOUANI IMANE

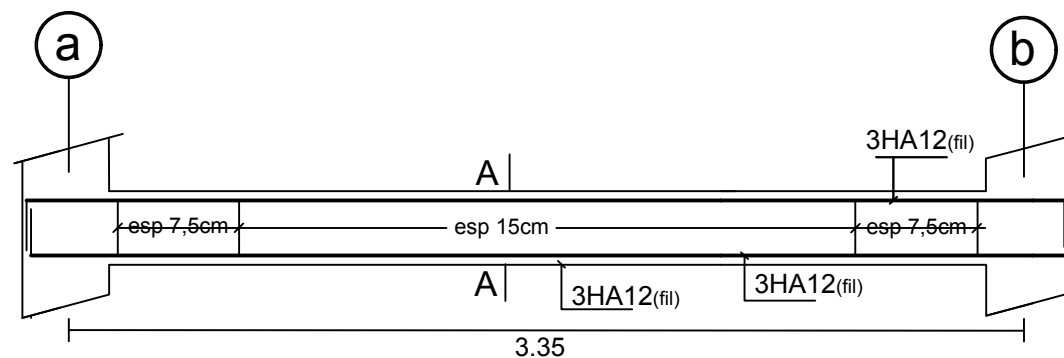
ENCADREUR
Mme. CHERIFI

Echelle: 1/25

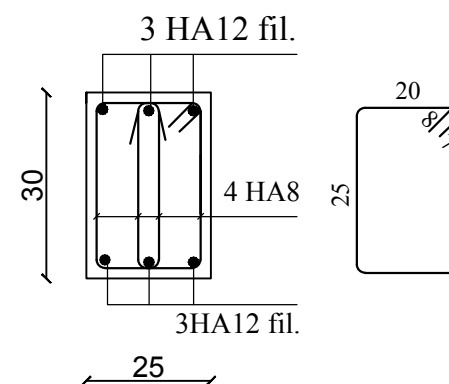
Plan N°: 2

Promotion:
2020

Ferraillage de la poutre de chaînage



Coupe A - A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. RATNI TASSADIT
Mlle. REDOUANI IMANE

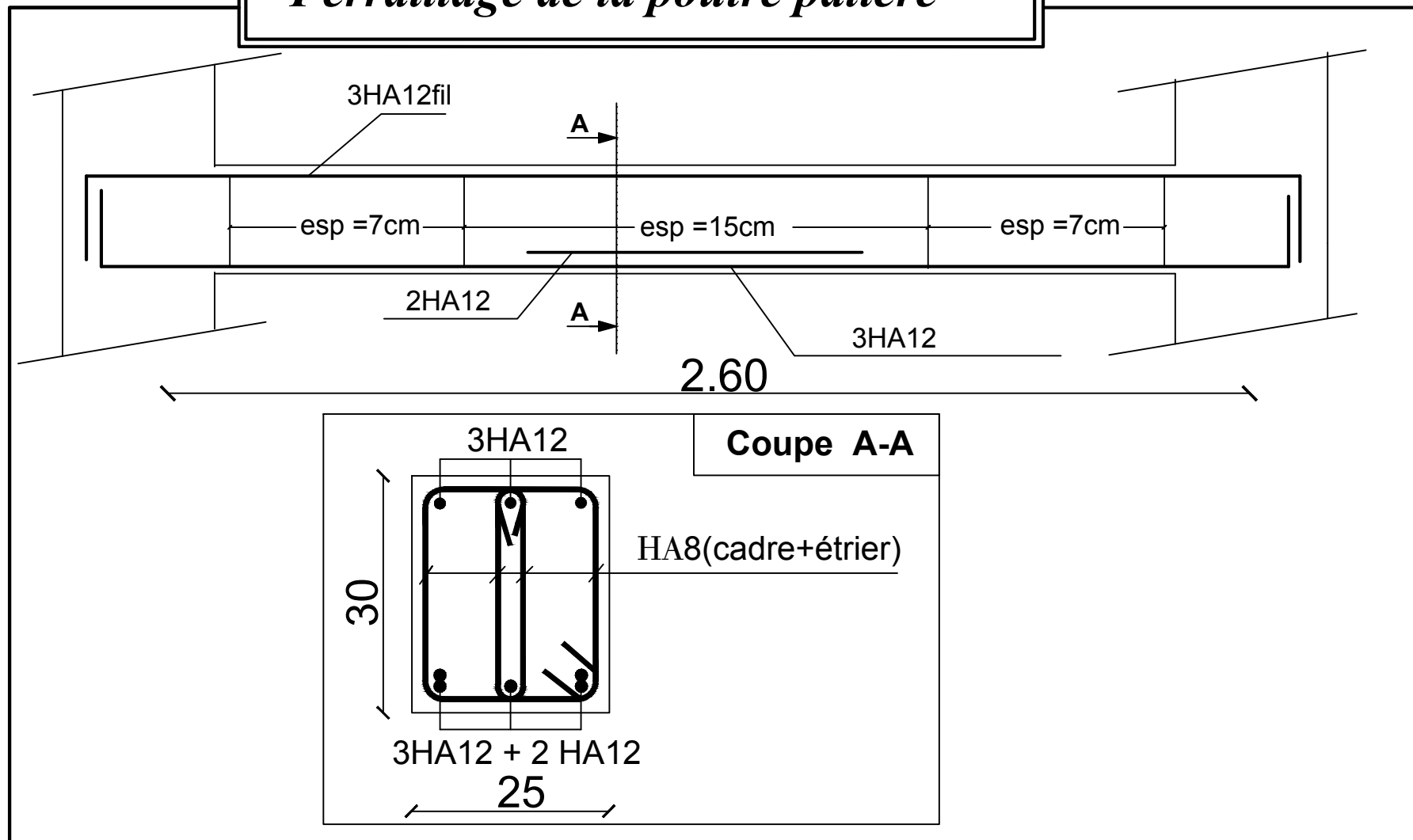
ENCADREUR
Mme. CHERIFI

Echelle°:1/25

Plan N°:3

Promotion:
2020

Ferrailage de la poutre palière



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. RATNI TASSADIT
Mlle. REDOUANI IMANE

ENCADREUR
Mme. CHERIFI

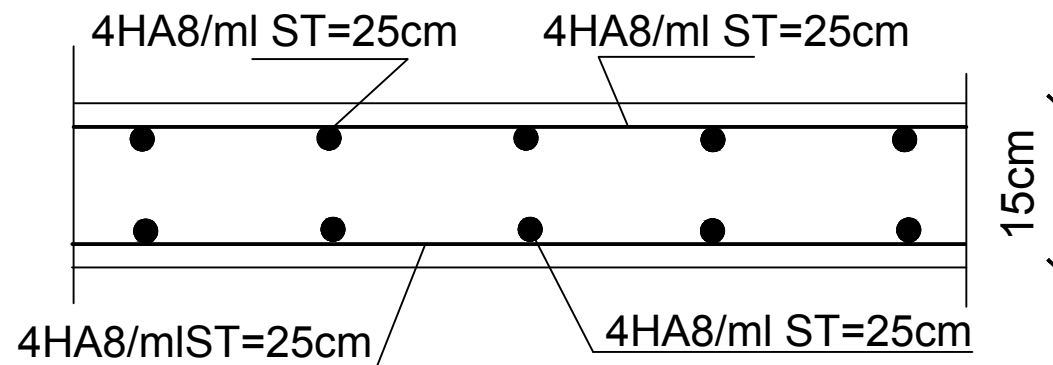
Echelle°: 1/25

Plan N°: 5

Promotion:
2020

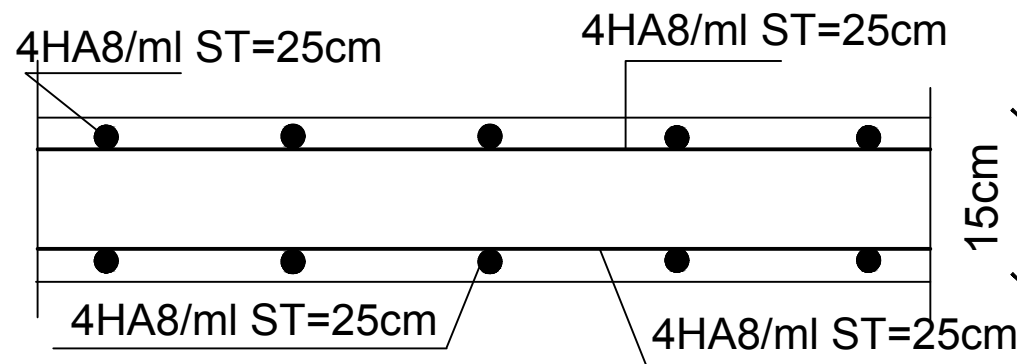
sens X-X

$L=1.20m$



sens Y-Y

$L=1.40m$



Ferraillage de la dalle salle machine

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. RATNI TASSADIT
Mlle. REDOUANI IMANE

ENCADREUR
Mme. CHERIFI

Titre :

-Ferraillage de la dalle salle machine

Echelle°: 1/25

Plan N°: 8

Promotion:
2020

Introduction général

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+6 à contreventement par voile, 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 SAP 2000.

TABLE DES MATIERES

SOMMAIRE

I.1. Présentation de l'ouvrage	11
I.1.1. Caractéristiques géométriques	11
I.2. Réglementation utilisée	11
I.3. Eléments de l'ouvrage	12
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	15
I.4.1. Béton	16
I.4.2. Contraintes limites	18
I.4.2.1. Etat Limite Ultime (ELU)	18
I.4.2.2. Etat limite de service (ELS)	19
I.4.2.3. Contrainte limite de cisaillement	20
I.4.2.4. Module de déformation longitudinale	20
I.4.2.5. Module de déformation transversale	21
I.4.3. Acier	21
I.5. Conclusion	24
II.1. Introduction	25
II.2. Les planchers	25
II.2.1. Planchers en corps creux	25
II.2.2. Plancher en dalle pleine	25
II.3. Les poutres	26
II.3.1. Les poutres principales	27
II.3.2. Les poutres secondaires	28
II.3.3. Les poutres de chaînage	29
II.4. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2.2).	30
II.4.1. Charges permanentes	30
II.4.1.b. Plancher en dalle pleine	31
II.4.2. Les surcharges	33
II.5. Les poteaux	33
II.5.1. Descente de charges	34
II.5.3. Vérification de l'effort normal réduit RPA99/Version (Art 7.4.3.1)	37
II.5.4. Vérification des conditions du RPA99/version 2003 (Art.7.4.1).	38
II.5.5. Vérification des poteaux au flambement	38
II.6. Les voiles	40
II.7. L'acrotère	41
II.7.1. Pré-dimensionnement	42
II.7.2. Détermination des charges et surcharges	42
II.8. Escaliers	42

II.8.1. Dimensionnement.....	43
II.8.2. Vérification de la relation de BLONDEL.....	43
II.8.3. Epaisseur de la paillasse et du palier.....	44
II.8.4. Vérification de la relation de BLONDEL.....	44
II.8.5. Épaisseur de la paillasse et du palier.....	44
III.1.Introduction.....	46
III.2.L'acrotère	46
III.2.1.Introduction.....	46
III.2.2.Dimensionnement.....	46
III.2.3.Détermination des sollicitations	47
III.2.4.Combinaison des charges.....	47
III.2.5.Ferraillage de l'acrotère	48
III.2.6.Calcul des armatures à L'ELU	48
III.2.7.Vérification à L'ELU.....	50
III.2.8.Vérification à l'ELS	51
III.2.9.Vérification de l'acrotère au séisme	52
III.3. Etude du plancher en corps creux :.....	54
III.3.1. Introduction.....	54
III.3.2. Calcul de la dalle de compression	54
III.3.3.Calcul des poutrelles :	55
III.3.4. Détermination des poutres à étudier.....	59
III.3.5.Choix de la méthode de calcul	59
III.3.6.Calcul des efforts internes ; Moments et efforts tranchants.....	61
III.3.7.Ferraillage à L'ELU	67
III.3.8.Vérification à l'ELU	69
III.3.9.Vérifications à l'ELS.....	72
III.4. Etude de la poutre de chaînage	76
III.4.1.Introduction.....	76
III.4.2 Étude de la poutre à l'ELU	77
III.4.3 Étude de la poutre à l'ELS.....	78
III.4.4 Calcul des armatures à ELU	78
III.4.5 Vérification à l'ELU	80
III.4.6 Vérifications à l'ELS.....	81
III.5. Etude de l'escalier	84
III.5.1. Introduction.....	84
III.5.2.Caractéristiques dimensionnelles	84
III.5.3. Détermination des charges et surcharges.....	86

III.5.4.Vérification à l'ELU	91
III.5.5.Calcul à l'ELS	93
III.5.6.Vérifications à l'ELS.....	96
III.5.7.Vérification de la flèche	97
III.6.Poutre Palière.....	99
III.6.1.Définition.....	99
III.6.2.Pré dimensionnement.....	99
III.6.3.Calcul des charges.	99
III.6.4. Étude de la poutre à l'ELU	100
III.6.5.Ferraillage à l'ELU des armatures longitudinales	102
III.6.6.Vérification à l'ELU	102
III.6.7.Calcul des armatures transversales.....	104
III.6.8.Étude de la poutre à l'ELS.....	105
III.6.9.Vérifications à l'ELS.....	106
III.6.10. Vérification de la flèche	107
III.7.Calcul des balcons	108
III.7.1. Introduction.....	108
III.7.2.Calcul des sollicitations	108
III.7.3.Combinaison de charges	108
III.7.4.Calcul à l'ELU	108
III.7.5.Ferraillage de la dalle	109
III.7.6.Vérification à l'ELU	110
III.7.7.Vérification à l'ELS.....	111
III.8.Plancher en dalle pleine	114
III.8.1.Introduction.....	114
III.8.2 Calcul des sollicitations.....	114
III.8.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU)	114
III.8.4. Combinaison de charges	114
III.8.5. Moments dus au poids propre	114
III.8.6. Correction des moments.....	115
III.8.7.Ferraillage.....	115
III.8.8. Verification à l'ELU	116
III.8.9.Vérification à l'ELS.....	119
III.9.Étude de la salle machine.....	121
III.9.1.Dimensionnement de la dalle de la salle machine.....	121
III.9.2.Epaisseur de la dalle	121
III.8.3.Détermination des sollicitations	122

III.9.4.Calcul à l'état limite ultime (ELU)	122
III.9.5. Vérification à l'ELU	126
III.9.6.Calcul à l'état limite de service (l'ELS)	128
III.9.7.Vérification à l'ELS	129
IV.1. Introduction	131
IV.2. Définition d'un logiciel de calcul	131
IV.3. Description de logiciel ETABS	131
IV.3.1. Quelques définitions	132
IV.4. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS.....	133
IV.4.1. Première étape.....	133
IV.4.2. Deuxième étape	137
IV.4.3. Troisième étape	140
IV.4.4. Quatrième étape	143
IV.4.5. Cinquième étape	147
V.1.Introduction	151
V.2.Présentation de l'ouvrage	151
Système structurel : portiques + voiles.....	151
V.3. Etude dynamique	151
V.3.1.Vérification de la période fondamentale de la structure	151
V.3.2.L'excentricité.....	152
V.3.3. Le pourcentage de participation de la masse modale (nombre des modes)	154
V.3.4. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3,6 du RPA 2003).....	156
V.3.5.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	159
V.3.6. Justification vis-à-vis des déplacements	160
V.3.7. Justification vis-à-vis de L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003	165
V.4. Étude du contreventement et calcul du coefficient de comportement R	169
VI.1.Ferraillage des poteaux.....	175
VI.1.1.Introduction	175
VI.1.2.Recommandation du RPA 99/Version 2003	175
VI.1.3.Calcul de la section d'armature à l'ELU.....	176
VI.1.4.Exemple de Calcul pour les poteaux 40x40 (calcul manuel).....	179
VI.1.5.Calcul du ferraillage des poteaux avec SOCOTEC	180
VI.1.6.Vérification à l'ELS.....	186
VI.2.Ferraillage des poutres.....	190
VI.2.1.Introduction	190
VI.2.2.Recommandations et exigences du RPA.....	190
VI.2.3.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU	191

VI.2.4.Vérifications à l'ELU.....	193
VI.2.5.Vérifications à l'ELS	198
VI.3.Ferraillage des Voiles	199
VI.3.1.Introduction	199
VI.3.2.Exposé de la méthode de calcul.....	199
VI.3.3.Détermination des diagrammes de contraintes	200
VI.3.4.Détermination des armatures.....	201
VI.3.5.Vérifications à l'ELS	204
VI.3.6.Calcul de ferraillage.....	205
VII.1. Introduction	215
VI. 2. Choix du type de fondation.....	216
VII.3. Étude du sol.....	216
VII.4. Dimensionnement.....	216
VII.5. Vérifications	224
VII.6. Ferraillage du radier	227
VII.7. Vérifications à l'ELU.....	231
VII.8. Vérification à l'ELS	232
VII.9. Ferraillage du débord	233
VII.10. Ferraillage de la nervure	233
VII.11. Armatures de peau	244
VII.12.Vérification à l'ELU	244
VII.13. Vérification à l'ELS	245

LISTE DES FIGURES

TABLE DES FIGURES

Figure I. 1 :Coupe d'un plancher en corps creux.....	13
Figure I. 2 : Plancher en dalle pleine.	13
Figure I. 3 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	17
Figure I. 4 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	18
Figure I. 5 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).....	19
Figure I. 6 : Diagramme contrainte – déformation du béton (ELS).	20
Figure I. 7 : Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier.....	23
Figure II. 1 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible	30
Figure II. 2 : Coupe verticale du plancher étage courant.	30
Figure II. 3 : Coupe verticale d'un mur extérieur.	32
Figure II. 4 : Coupe verticale d'un mur intérieur.	33
Figure II. 5 : Coupe de voile en élévation.	40
Figure II. 6 : Coupe verticale de l'acrotère.	42
Figure II. 7 : Volée de l'escalier.....	43
Figure III. 1 : Schéma descriptif.	46
Figure III. 3 : Schéma statique.	47
Figure III. 4 : Diagrammes des efforts internes.	47
Figure III. 5 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.	48
Figure III. 6 : coupe verticale d'un plancher en corps creux.....	54
Figure III. 7 : Corps creux et un treillis soudé.	55
Figure III. 8 : Schéma statique de la poutrelle.....	56
Figure III. 9 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.....	67
Figure III. 10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	67
Figure III. 11 : Schéma de chargement à l'ELU.	76
Figure III. 12 : Schéma de chargement à l'ELS.....	76
Figure III. 13 : Diagrammes des moments et les efforts tranchants à l'ELU.	77
Figure III. 14 : Schéma de l'escalier.	85
Figure III. 15 : Schéma statique de l'escalier.	85
Figure III. 16 : Schéma statique de calcul à ELU.	87
Figure III. 17 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU.	90
Figure III. 18 : Schéma statique de calcul à ELS.....	94
Figure III. 19 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS.	96
Figure III. 20 : Schéma statique de la poutre palière.	99
Figure III. 21 : Dalles sur trois appuis.....	108
Figure III. 22 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.	121
Figure IV. 1 : Version du logiciel ETABS utilisée.	132
Figure IV. 2 : Choix des unités.	133
Figure IV. 3 : Démarrer un nouveau model.....	133
Figure IV. 4 : La géométrie de base.	134
Figure IV. 5 : Les lignes de construction.	134
Figure IV. 6 : Définition des étages.....	135
Figure IV. 7 : Définition des matériaux.....	136
Figure IV. 8 : Les matériaux béton et bardage.	136
Figure IV. 9 : Vérification des dimensions.....	137
Figure IV. 10 : Définition des éléments lignes.....	138
Figure IV. 11 : Spécification de l'enrobage.....	138
Figure IV. 12 : Définition des poutres de chainage.	139
Figure IV. 13 : Définition des poutres principales.	139

Figure IV. 16 : Vue en 3 D de la structure.....	141
Figure IV. 17 : Définition de la masse sismique.....	142
Figure IV. 18 : Définition des Diaphragmes.....	142
Figure IV. 19 : Vue en plan après l'assignement des diaphragmes.....	143
Figure IV. 20 : Définition des cas de charges.....	144
Figure IV. 21 : Introduction des charges pour les dalles pleines	144
Figure IV. 22 : Introduction des charges pour les planchers des étages courants	145
Figure IV. 23 : Introduction des charges _ plancher étage de service.	145
Figure IV. 24 : Introduction des charges _ plancher RDC.....	145
Figure IV. 25 : Introduction des charges pour la poutre palière.	146
Figure IV. 26 : Introduction du spectre dans ETABS.....	146
Figure IV. 27 : Définition de la réponse sismique dans les deux directions.	147
Figure IV. 28 : Les combinaisons de charges.....	148
Figure IV. 29 : Définition des options d'analyse.....	149
Figure IV. 30 : Lancement de l'analyse.....	150
Figure VI. 1.1 : Section d'un poteau SPC.....	177
Figure VI. 4 : Zone nodale.....	184
Figure VI. 5 : Caractéristiques et sollicitation de la section.	187
Figure VI. 6 : Affichage des résultats.....	188
Figure VI. 7 : Disposition des armatures tendus S.S.A.....	191
Figure VI. 8 : Disposition des armatures S.D.A.....	192
Figure VI. 9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	204
Figure IV.30 Définition des Diaphragmes.....	205
Figure VII. 1 : Semelle isolée.....	217
Figure VII. 2 : La coupe verticale du radier.....	222
Figure VII. 3 : Périmètre utile des poteaux.....	226
Figure VII. 4 : Périmètre utile des voiles.....	227
Figure VII. 5 : Schéma statique du débord.....	233
Figure VII. 6 : Présentation des chargements simplifiés.....	234
Figure VII. 7 : Répartition trapézoïdale dans un panneau rectangulaire.....	234
Figure VII. 8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	237
Figure VII. 9 : Diagramme des charges des moments a l'ELU.....	237
Figure VII. 10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	237
Figure VII. 11 : Diagramme des charges des moments a l'ELS.....	238
Figure VII. 12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	238
Figure VII. 13 : Diagramme des charges des efforts tranchants a l'ELU.....	238
Figure VII. 14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	238
Figure VII. 15 : Diagramme des charges des efforts tranchants a l'ELS.....	239
Figure VII. 16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	239
Figure VII. 17 : Diagramme des charges des moments a l'ELU.....	239
Figure VII. 18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	239
Figure VII. 19 : Diagramme des charges des moments a l'ELS.....	240
Figure VII. 20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	240
Figure VII. 21 : Diagramme des charges des efforts tranchants a l'ELU.....	240
Figure VII. 22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	241
Figure VII. 23 : Diagramme des charges des efforts tranchants a l'ELS.....	241

LISTE DES TABLEAU

Tableau II. 1 : Charges permanentes du plancher terrasse.....	30
Tableau II. 2 : Charges permanentes du plancher étage courant	31
Tableau II. 3 : Charges permanentes du plancher étage courant.	31
Tableau II. 4 :Charges permanentes du Balcon.	31
Tableau II. 5 : Charges permanentes revenant aux murs extérieurs.	32
Tableau II. 6 : Charges permanentes revenant aux murs intérieur.....	32
Tableau II. 7 : Charges d'exploitation des déférents éléments (DTR-BC-22).	33
Tableau II. 8 : Les valeurs de la relation $(3+n)/(2n)$	36
Tableau II. 9 : Tableau récapitulatif de la descente de charges.	37
Tableau II. 10 : Sections des poteaux adoptées.	37
Tableau V. 1 : Vérification de l'excentricité.	153
Tableau V. 2 : La période et les masses participantes.....	155
Tableau VI. 1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	175
Tableau VI. 2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.	176
Tableau VI. 2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.	176
Tableau VI. 3 : Résultats de ferrailage des poteaux	182
Tableau VI. 4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.....	184
Tableau VI. 5 : Détermination de la zone nodale.	185
Tableau VI. 6 : Vérification des contraintes tangentielle.	186
Tableau VI. 7 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.....	186
Tableau VI. 10 : Section minimales et maximales des armatures longitudinales.	190
Tableau VI. 11 : les différentes caractéristiques de béton et l'acier.....	191
Tableau VI. 13 : ferrailage des poutres principales.	193
Tableau VI. 14 : ferrailage des poutres secondaires.	193
Tableau VI. 15 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.....	194
Tableau VI. 16 : Armatures transversales.....	195
Tableau VI. 17 : Vérification au cisaillement.	196
Tableau VI. 18 : Tableau VI. 18 : Influence de l'effort tranchant sur le béton	196
Tableau VI. 19 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier	196
Tableau VI. 20 : vérification des contraintes à L'ELS.	198
Tableau VI. 21 : Tableau des efforts normaux.....	201
Tableau VI. 22 : Les armatures verticales pour chaque section.....	201
Tableau VII. 1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale)	218
Tableau VII. 2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)	218
Tableau VII. 3 : Résultante des charges sous poteaux.	219
Tableau VII. 4 : Calcul du moment de renversement.....	225
Tableau VII. 5 : Vérification des contraintes du sol sous le radier.	226
Tableau VII. 6 : Calcul de la section d'armatures.	230
Tableau VII. 7 : Vérification de la condition de non fragilité.....	231
Tableau VII. 8 : Calcul des contraintes.....	232
Tableau VII. 9 : Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X).	235
Tableau VII. 10 : Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y).....	236
Tableau VII. 11 : Moments fléchissant sens x-x.	241
Tableau VII. 12 : Efforts tranchants sens x-x.	241
Tableau VII. 13 : Moments fléchissant sens y-y.	241
Tableau VII. 14 : Efforts tranchants sens y-y.	242

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet en question consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation et service. Cet ouvrage est de moyenne importance (groupe d'usage2), implanté à DRAA BEN KHEDDA (TIZI-OUZOU), classée selon règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le rapport du sol ne nous a pas été remis, alors nous avons pris une valeur de $\sigma_{sol} = 2$ bars à 1 m de profondeur. Cette contrainte correspond à un sol meuble S3.

Le bâtiment est composé de :

- 06 étages courants à usage d'habitation.
- 01 RDC à usage de service.
- 01 cage d'escalier.
- 01 cage d'ascenseur.
- 01 terrasse inaccessible.

I.1.1. Caractéristiques géométriques

Notre bâtiment a pour dimensions :

➤ En plan :

Longueur totale du bâtiment :L = 20.32m.

Largeur totale du bâtiment :L=12.26m.

➤ En élévation :

Hauteur de rez-de-chaussée :HRDC = 4.08 m.

Hauteur d'étage courant : HC = 3.06 m.

Acrotère :HA = 0.60 m.

Hauteur totale du bâtiment H (total) = 26m.

I.2. Réglementation utilisée

Nous nous conformerons dans nos calculs aux règlements en vigueur à savoir :

- Règlement parasismique algérien (**RPA 99, version 2003**).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 modifié 99**).

- Charges et surcharges (**DTR – BC – 22**).
- **CBA93** (conception et calcul des structures en béton armé)

I.3. Eléments de l'ouvrage

A. La superstructure

C'est la partie de la construction située au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont:

A.1.L'ossature

Le bâtiment à une ossature mixte composé de :

- Portiques (poteaux -poutres) transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à Reprendre les charges et les surcharges verticales.
- Voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), servant de Contreventement vis -à- vis des charges horizontales dues au séisme.
- L'ensemble (voiles, portiques) constitue un contreventement rigide qui assure la Stabilité de l'ouvrage.

A.2.Plancher

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Il y a deux types de planchers :

➤ Planchers en corps creux

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

- a) Nervures** : appelées poutrelles. Elles reposent à leurs extrémités sur les poutres principales et reprennent la totalité des charges permanente et les surcharges.
- b) Remplissage en corps creux** : Il est disposé entre les poutrelles, il est utilisé comme coffrage perdu et isolant phonique.
- c) Dalle de compression en béton armé** : dalle en béton de 4cm à 5cm, armée d'un quadrillage d'armatures pour limiter les risque de fissuration.

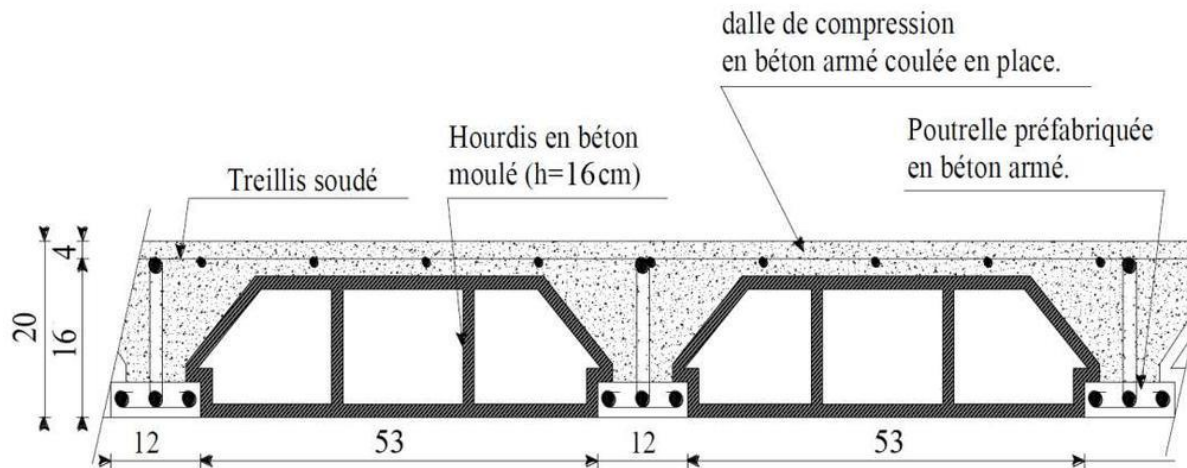


Figure I. 1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

➤ Dalle pleine en béton armé

La dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulée sur un coffrage plat, reposant sur des appuis. Le diamètre des armatures et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Dans notre structure, on a utilisé ce type de plancher au niveau :

- Des paliers de repos et d'arrivée des escaliers.
- Balcon.
- Le plancher entourant la cage d'ascenseur
- Toit de la salle machine

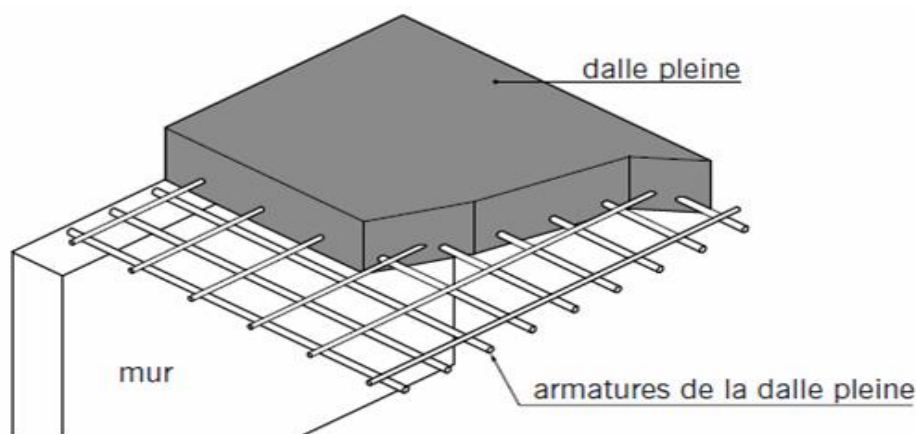


Figure I. 2 : Plancher en dalle pleine.

A.3. Maçonnerie

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de Deux types de murs :

→ **Les murs extérieurs et les murs de séparation entre deux logements sont** constitués de doubles parois de briques (2 x 10 cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur qui assure l'isolation thermique.

→ **Murs intérieurs sont** constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10 cm

A. 4. Escalier

Le bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie tous les différents étages, ces escaliers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasse en béton armé coulés sur place.

A.5. Cage d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie. Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles coulés sur place.

A.6. Acrotère

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm et 10 cm d'épaisseur.

A.7. Revêtements

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eaux et les locaux humides.
- Le plancher terrasse sera recouvert d'une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

A.8. Balcon

Ils sont réalisés en dalle pleine.

A.9. Terrasse inaccessible

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et dalle de compression.

A.10. Voiles de contreventements

Ce sont des éléments verticaux en béton armé coulés sur place, destinés à reprendre les charges permanentes et les surcharges transmises par les planchers ainsi que les charges sismiques.

B. L'infrastructure

C'est la partie de la construction située au-dessous du sol, elle contient :

B.1. les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol.

Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

➤ Différents type de fondation :

- Fondation superficielle.
- Fondation semi- profonde.
- Fondation profonde.

Remarque

Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol d'implantation et l'importance de l'ouvrage.

✓ Le système de coffrage

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

I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier. Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront

conformes au Règlement Parasismique Algérien RPA Version 2003, et au règlement du béton armé aux états limite BAEL91 modifié 99.

I.4.1. Béton

Le béton est un matériau de construction, obtenu par mélange de ciment, granulats, eau et à ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité. Il est dosé d'une manière à obtenir les quantités et les qualités requises pour son utilisation. Le béton est devenu un élément indispensable dans la construction des ouvrages grâce à sa bonne résistance à la compression et sa maniabilité.

Les constituants du béton

- **Le ciment**

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

- **Les granulats**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, On distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

- **Les adjuvants**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

Les dosages des éléments

On utilise dans notre bâtiment un béton dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA pour un béton courant la composition est définie pour trois composants qui sont respectivement par /m³ :

- La quantité de ciment : 350 Kg/m³ de ciment C.P.A.
- La quantité de sable : 400L de sable $D \leq 5$.
- La quantité de gravier : 800 L de gravier $D \leq 25\text{mm}$.
- La quantité d'eau : 175 litres d'eau.

I.4.1.1. Résistance caractéristique du béton

➤ Résistance à la compression f_{cj}

Un béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} exprimé en MPa (C.B.A93, A2.1.1.1).

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad ; \text{ Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

BAEL91 modifié 99(Art, A.2.1.11)

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95} \times f_{c28} \quad ; \text{ Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Avec : f_{cj} : résistance du béton à l'âge j .

j : l'âge en jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de j , on a $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

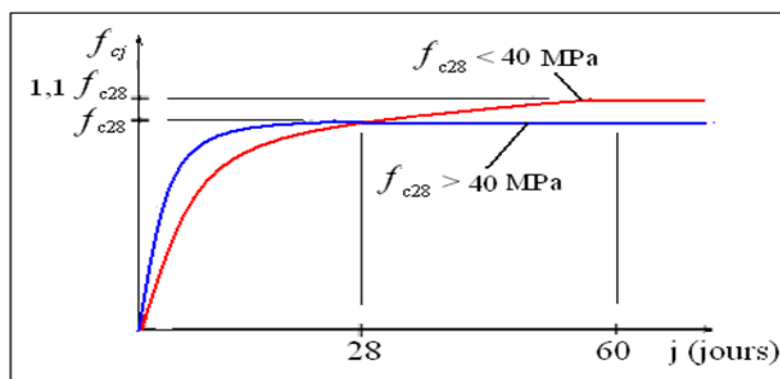


Figure I. 3 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

La **figure I.3** donne l'allure de la variation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

➤ Résistance caractéristique à la traction

(B.A.E.L91 Art2-1-12/ modifié 99)

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \quad \text{BAEL91 modifié 99(Art, A2.1.12).}$$

Dans notre cas : $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow f_{tj}=2.1\text{MPa}$

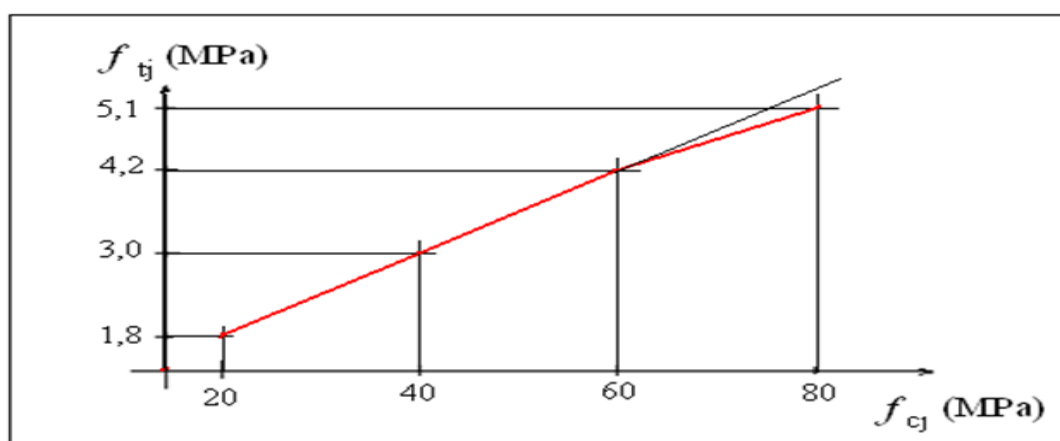


Figure I. 4 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

I.4.2. Contraintes limites

I.4.2.1. ETAT LIMITE ULTIME (ELU)

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage. Cette limite correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

$\gamma_b = 1.15$en situation accidentelle

$\gamma_b = 1.5$en situation courante

θ : coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

$$\phi = 1 \dots t > 24 \text{ h}$$

$$\phi = 0.9 \dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$$

$$\phi = 0.85 \dots t \leq 1 \text{ h}$$

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

➤ Diagramme Contrainte Déformation

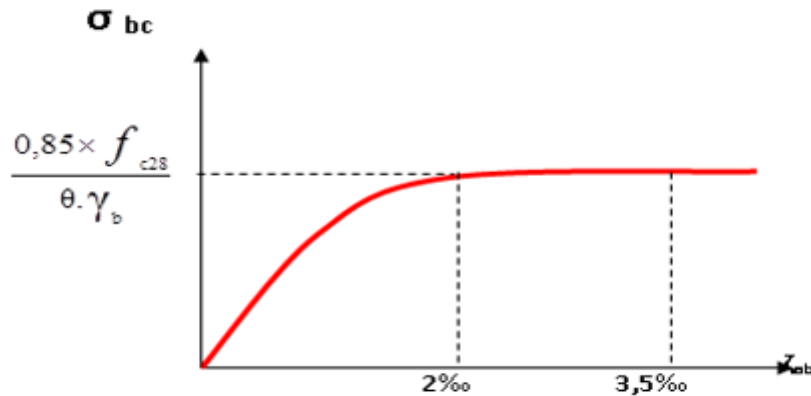


Figure I. 5 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique : la déformation relative est limitée à $\epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique) $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.

I.4.2.2. ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS)

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration et de déformation.

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

$$\text{A } j = 28 \text{ jour : } \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec : σ_{bc} : contrainte admissible à l'ELS

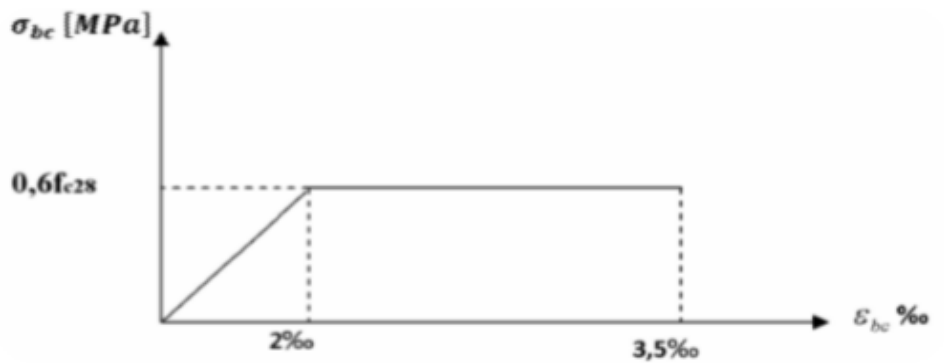


Figure I. 6 : Diagramme contrainte – déformation du béton (ELS).

I.4.2.3. CONTRAINTE LIMITE DE CISAILLEMENT

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 x d} \quad \text{BAEL9 modifié 99 (Art, A.5.1.1)}$$

Avec : V_u : l'effort tranchant.

b_0 : largeur de la section considérée, (Section cisailée).

d : la hauteur utile ($d=h-c$)

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

BAEL91 modifié 99 (Art, A.5.1.211)

$\tau_u \leq \min (0.20f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \rightarrow$ Pour fissuration non préjudiciable.

$\tau_u \leq \min (0.15f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \rightarrow$ Pour fissuration préjudiciable et très préjudiciable

I.4.2.4. MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE

➤ Module de déformation instantané (E_{ij}) :

Lorsque la contrainte appliquée est d'une durée inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11003 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}] \quad \text{BAEL91 modifié 99 (Art, 2.2, 21)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818.9 \text{ MPa}$

➤ Module de déformation transversale différée (E_{vj}) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage de béton on prend un module de :

$$E_{vj}=3700\sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}]$$

BAEL91 modifié 99(Art, 2.1, 21)

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_v = 10818.9\text{MP}$

I.4.2.5. MODULE DE DEFORMATION TRANSVERSALE

Le module de déformation transversal noté (G) est donné par la formule suivante :

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

BAEL91 modifié 99(Art, 2.1.1.3)

E : module de Young

μ : coefficient de poisson

• Le coefficient de poisson

Pour le béton, ce coefficient est compris généralement entre 0,15 et 0,30

$$\begin{cases} \mu = 0.2 \text{ à l'ELS} \\ \mu = 0 \text{ à l'ELU} \end{cases}$$

BAEL91 modifié 99(Art, 2.1.3)

I.4.3. Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances .Dans le présent projet, on utilisera 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ]
Aciers en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé [T S] [φ<6mm]	T S	520	550	8‰	1.3	1

I.4.3.1. Module d'élasticité longitudinale

Dans notre cas il est égale à : $E_s=200000(\text{MPa})$

BAEL91 modifié 99(Art, A.2.2.1).

I.4.3.2. Contraintes Limites

- **Contrainte Limite Ultime(ELU)**

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

. $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

. f_e : Limite d'élasticité.

. γ_s : Coefficient de sécurité :

$\gamma_s = 1.15$ Pour les situations durables (courantes).

$\gamma_s = 1.0$ Pour les situations accidentelles.

- **Contrainte Limite De Service (ELS)**

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration.

Trois cas de fissuration sont possibles :

- **Fissuration peu nuisible** **BAEL91 modifié 99(Art, A.4.5.32)**

Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

- **Fissuration préjudiciable** **BAEL91 modifié 99(Art, A.4.5.33)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il faut vérifier que la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{MPa.}$$

- **Fissuration très Préjudiciable** **BAEL91 modifié 99(Art, A.4.5.33)**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte limite est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \text{MPa.}$$

Avec:

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1.3$ pour les aciers de haute adhérence ($\varnothing < 6$ mm).

$\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence ($\varnothing > 6$ mm).

I.4.3.3. Diagramme des contraintes déformation de l'acier

BAEL 91 modifié 99 (Art, A.2.2, 2)

-En limite d'allongement des aciers à la valeur à 10‰

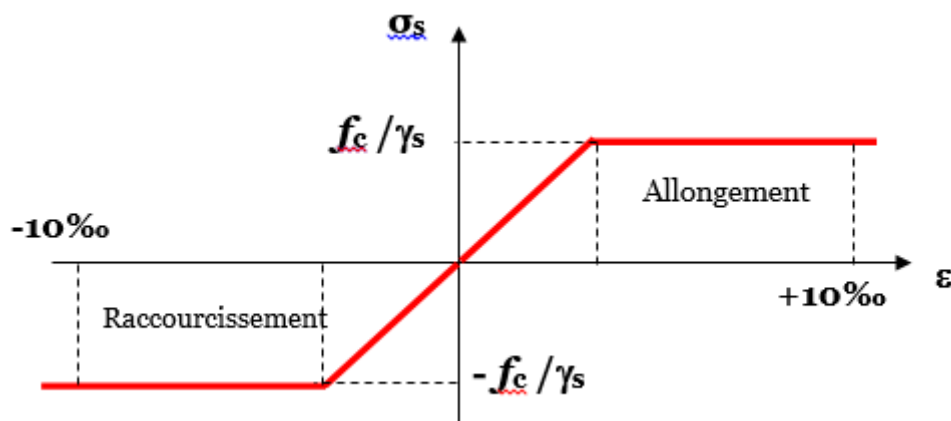


Figure I. 7 : Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier

I.4.3.4. Protection d'armatures

BAEL 91 modifié99 (Art, A.7.2.4)

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

$C \geq 1$ cm : si l'élément est situé dans un local couvert non soumis aux condensations.

$C \geq 3$ cm : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.

$C \geq 5$ cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer...)

I.5.Conclusion

Dans ce premier chapitre, nous avons défini tous les éléments que contient notre structure, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux qui seront utilisés lors de la construction, en respectant les règles du **BAEL91/modifiées 99**, et les règles parasismiques Algériennes **RPA 99/version 2003**

II.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure (poutres, poteaux, voiles et autres), passe impérativement par un dimensionnement préliminaire avant l'étude du projet appelé pré dimensionnement qui est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003. Pour cela nous effectuons une descente des charges et surcharges jusqu'à la fondation. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II.2. Les planchers

II.2.1. Planchers en corps creux

La hauteur du plancher est obtenue à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{BAEL 91/Art .6.8, 424})$$

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

L_{max} : portée libre de la plus longue travée.

$$L_{max} = 450 - 25 = 425 \quad h_t \geq \frac{425}{22.5} = 18.88 \quad \text{On prend : } h_t = 20 \text{ cm.}$$

On peut opter pour un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) composé de corps creux de 16cm de hauteur et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

II.2.2. Plancher en dalle pleine

L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique et sa flèche.

Condition de l'isolation acoustique

Selon **CBA93**, l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Condition de la résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle est donnée par

Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens

Une dalle porte dans un seul sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \rightarrow \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{avec } l_x \leq l_y$$

Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens

Une dalle porte dans un deux sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées

$$0.4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \text{ avec } l_x \leq l_y$$

Le nombre d'appuis sur lesquels repose la dalle pleine (CBA93)

$$\begin{aligned} e &\geq \frac{l_x}{20} && \text{Pour une dalle sur un seul appui.} \\ \frac{l_x}{35} &\leq e \leq \frac{l_x}{30} && \text{Pour une dalle sur deux appuis.} \\ \frac{l_x}{45} &\leq e \leq \frac{l_x}{40} && \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.} \end{aligned}$$

l_x : la plus petite portée du panneau de dalle.

l_y : la plus grande portée du panneau de dalle.

❖ Résistance à la flexion (Salle machine)

Dans notre cas nous avons :

$$\alpha = \frac{l_x=120}{l_y=140} = 0.85 \rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{avec} \quad l_x = 1.3\text{m.}$$

$$\text{Ceci engendre : } \frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40} \rightarrow 2.66\text{cm} \leq e \leq 3\text{cm.}$$

Conclusion :

On prend le max (3, 11, 13) donc $e=15\text{cm}$.

❖ Résistance à la flexion (Balcon)

Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.

$$\alpha = \frac{l_x=120}{l_y=415} = 0.29 < 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens (3 appuis).}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{avec} \quad l_x=1.2\text{m.}$$

$$\text{Ceci engendre : } \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} \rightarrow 3.42\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$$

Conclusion :

On prend le max (4, 11, 13) donc $e = 15 \text{ cm}$

II.3. Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé (horizontales et linéaires). Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ et } 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige des conditions telles que :

$$h \geq 30 \text{ cm} ; b \geq 20 \text{ cm} ; \frac{h}{b} < 4$$

Et on distingue trois types de poutres

- Les poutres principales.
- Les poutres secondaires.
- Les poutres de chainages.

II.3.1. Les poutres principales

Les poutres principales sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courante se fait en respectant la condition CBA 93.

✓ La hauteur

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{l_{max}}{10}$$

Avec **h_{pp}** : hauteur de la poutre principale.

L_{max} : porté libre maximale entre nus des appuis.

$$L_{max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm.}$$

$$\frac{425}{15} \leq h_{pp} < \frac{425}{10}$$

$$28.33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 42.5 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur : **h_{pp}=30cm.**

✓ La largeur

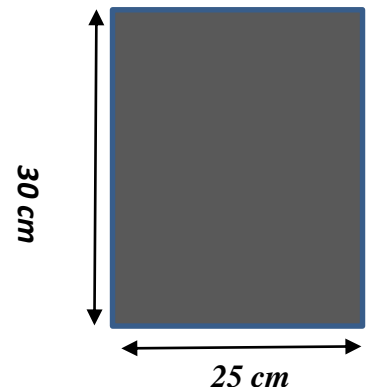
$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec **b** : Largeur des poutres.

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : **b=25 cm**



Dimensions de la poutre principale

➤ Vérification (RPA99)

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

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

$\frac{h}{b} = 1.2 < 4$ condition vérifiée.

II.3.2. Les poutres secondaires

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

✓ **La hauteur**

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{l_{max}}{10}$$

Avec **hps** : hauteur de la poutre secondaire.

$$L_{max} = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$$

$$\frac{335}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{335}{10}$$

$$22.33 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 33.5 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur : **hps=30**

✓ **La largeur**

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

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

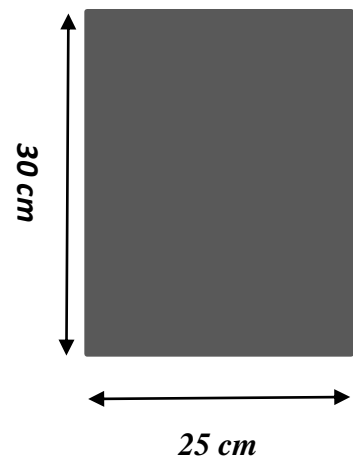
On prend : **b=25 cm**

Vérification (RPA99)

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

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

$\frac{h}{b} = 1.2 < 4$ condition vérifiée



Dimensions de la poutre secondaire

II.3.3. Les poutres de chaînage

Ce sont des poutres qui reposent sur deux appuis, elles servent à relier les poutres des consoles entre elles. Elles supportent leur poids propre et le poids du plancher ainsi que le poids de la cloison.

✓ **La hauteur**

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h_{pch} \leq \frac{l_{max}}{10}$$

Avec

h_{pch} : Hauteur de la poutre de chaînage.

$$L_{max} = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$$

$$\frac{335}{15} \leq h_{pch} \leq \frac{335}{10}$$

$$22.33 \text{ cm} \leq h_{pch} \leq 33.5 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur : $h_{pch} = 30 \text{ cm}$

✓ **La largeur**

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

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

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

➤ **Vérification (RPA99)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

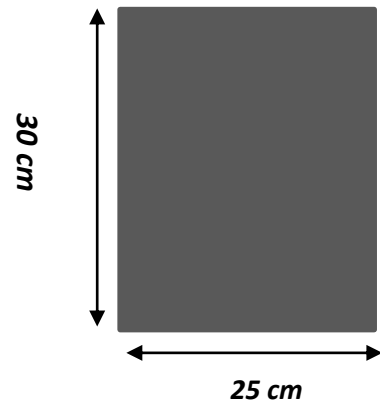
$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.2 < 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les dimensions des poutres retenues sont :

- Poutre principale : $25 \times 30 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $25 \times 30 \text{ cm}^2$
- Poutre chaînage : $25 \times 30 \text{ cm}^2$



Dimensions de la poutre de chaînage

II.4. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2.2).

II.4.1. Charges permanentes

II.4.1.a. Plancher en corps creux

a.1. Plancher terrasse inaccessible

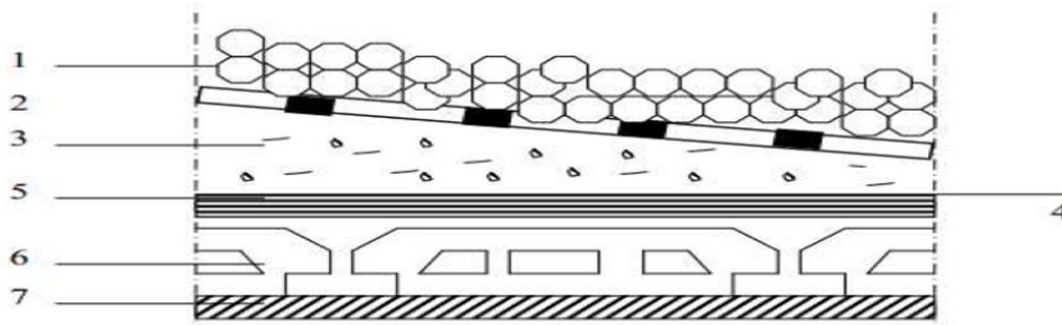


Figure II. 1 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 1 : Charges permanentes du plancher terrasse.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.05	22	1.1
4	Feuille de polyane	/	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charges permanente totale Gt				5.24

a.2. Plancher étage courant

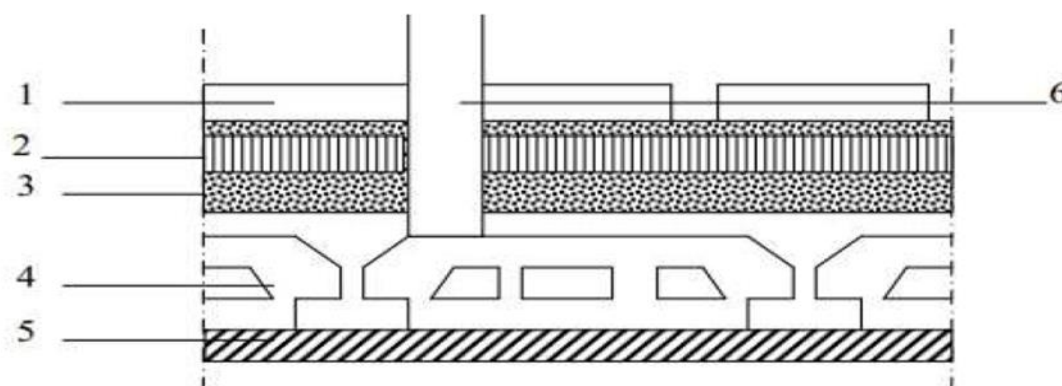


Figure II. 2 : Coupe verticale du plancher étage courant.

Tableau II. 2 : Charges permanentes du plancher étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	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	Plancher en corps creux	0.20	/	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieurs	/	/	0.90
Charge permanente totale Gt				5.10

II.4.1.B. PLANCHER EN DALLE PLEINE

Plancher étage courant

Tableau II. 3 : Charges permanentes du plancher étage courant.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	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	Plancher en dalle pleine	0.20	25	5.00
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieurs			0.90
Charge permanente totale Gt				7.30

b.3. Balcon

Tableau II. 4 : Charges permanentes du Balcon.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	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	Plancher en dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale Gt				5.31

c. Maçonnerie

c.1. Murs extérieurs : (10cm+5+10cm)

Tableau II. 5 : Charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	2	0.36
2-Briques creuses	10	0.90
3-lame d'air	5	/
4-Briques creuses	10	0.90
5-Enduit de plâtre	2	0.20
		G_m=2.36

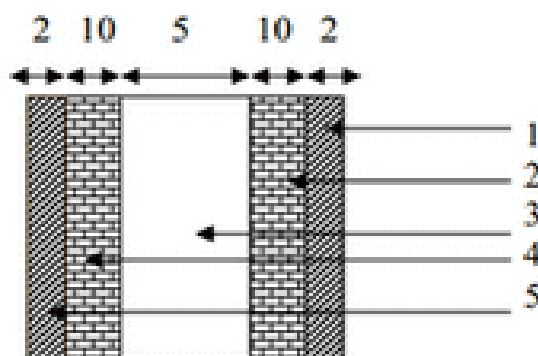


Figure II. 3 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

C.2. Murs intérieurs

Tableau II. 6 : Charges permanentes revenant aux murs intérieurs

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1-Enduit plâtre	2	0.2
2-Briques creuses	10	0.9
3-Enduit plâtre	2	0.2
		G_m=1.3

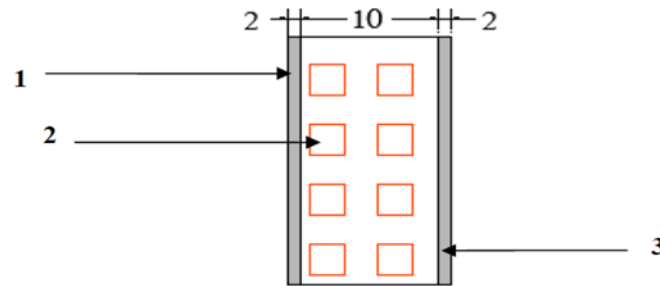


Figure II. 4 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

II.4.2. Les surcharges

Tableau II. 7 : Charges d'exploitation des différents éléments (DTR-BC-22).

Eléments	Surcharges (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant	1.50
Plancher RDC (service)	2.50
Escalier	2.50
Balcon	3.50
Acrotère	1.00

II.5. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les charges et les surcharges des différents niveaux et les transmettre à la fondation, cette dernière les transmet au sol.

Pour un poteau rectangulaire de la zone II a, on a

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm } b_1$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \quad (\text{RPA 99, A7.4.1})$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

Avec:

(b_1, h_1) : dimensions de la section transversale des poteaux

h_e : hauteur libre d'étage.

On va opter dans un premier temps pour une section minimale de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS sous un effort de compression N_s sur le poteau le plus sollicité. La section du poteau sera déterminée par cette formule

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

Avec :

$$N_s = G + Q \text{ et :}$$

$$G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}}$$

N_s : effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

S : section du poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

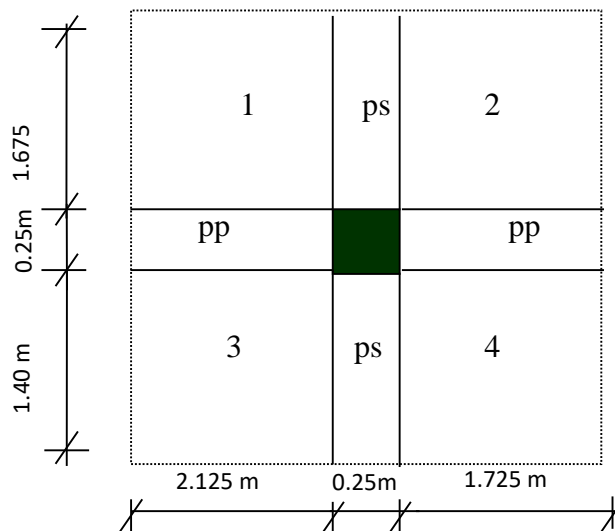
II.5.1. Descente de charges

On appelle la descente des charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments de la structure.

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur, appelée surface d'influence.

a. Surface d'influence



$$S1 = 2.125 \times 1.675 = 3.56$$

$$S2 = 1.725 \times 1.675 = 2.89$$

$$S3 = 2.125 \times 1.675 = 2.98$$

$$S4 = 1.725 \times 1.4 = 2.42$$

$$S_{inf} = \sum S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{inf} = 3.56 + 2.89 + 2.98 + 2.42$$

$$S_{inf} = 11.85 \text{ m}^2$$

b. Poids dû au chaque plancher

Plancher terrasse : $G_{pt} = G \times S = 5.24 \times 11.85 = 62.1 \text{ KN}$

Plancher étage courant: $G_{ec} = G \times S = 5.10 \times 11.85 = 60.44 \text{ KN}$

c. Poids dû à chaque poutre

Poutres principales : $\rho \times b_{pp} \times h_{pp} \times (2.125 + 1.725) = 25 \times 0.25 \times 0.30 \times 3.85 = 7.22 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $\rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1.675 + 1.40) = 25 \times 0.25 \times 0.30 \times 3.075 = 5.77 \text{ KN}$

Poids poutres principales + poids poutres secondaires = $7.22 + 5.77 = 12.99 \text{ KN}$

d. Les dus aux surcharges

Terrasse : $Q \times S_t = 1.0 \times 11.84 = 11.84 \text{ KN}$

RDC : $Q \times S_t = 2.5 \times 11.84 = 29.6 \text{ KN}$

Étage courant: $Q \times S_t = 1.5 \times 11.84 = 17.76 \text{ KN}$

e. Poids dû au chaque poteau

• **Etage courant**

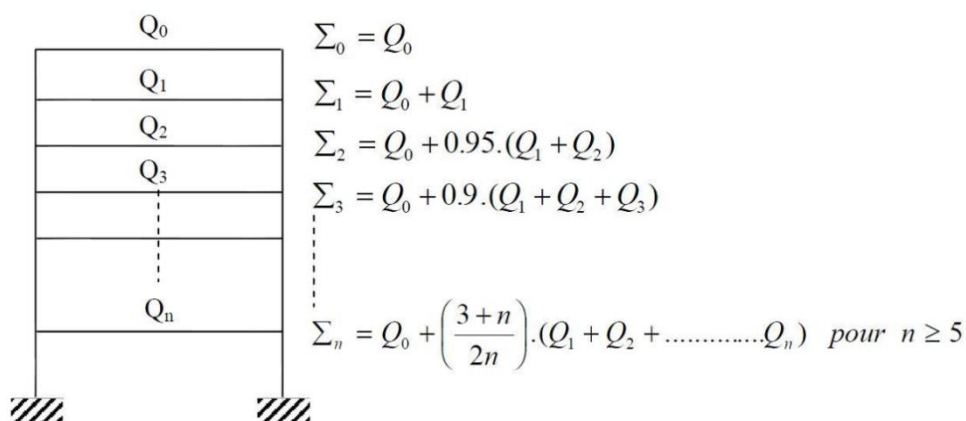
$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

• **RDC**

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.38 \text{ KN}$$

Loi de dégression de charge [DTR B.C 2.2 / IV.6.3]

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée ($n > 5$), on doit tenir compte de la loi de dégression des différentes surcharges.



$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

➤ Pour $n > 5$

Q_0 : surcharge à la terrasse.

Q_i : surcharge de l'étage i ($i = 1$ à 08)

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

Q_n : surcharge à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

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

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

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

Les charges d'exploitation cumulées

Terrasse $Q_0 = 11.84 \text{ KN}$

5^{ème} étage $Q_0 + Q_1 = 11.84 + 17.76 = 29.6 \text{ KN}$

4^{ème} étage $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 11.84 + 0.95(17.76 + 17.76) = 45.58 \text{ KN}$

3^{ème} étage $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 59.79 \text{ KN}$

2^{ème} étage $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 72.22 \text{ KN}$

1^{ème} étage $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 82.88 \text{ KN}$

RDC $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 91.76 \text{ KN}$

Tableau II. 9 : Tableau récapitulatif de la descente de charges.

	Charges permanente (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Efforts normaux $N = G_{cum} + Q_{cum}$	Section $S_{min} = \frac{N}{\sigma_{bc}}$	Section adaptée
	plancher	poutre	poteaux	G_{tot}	G_{cum}	Q_i	Q_{cum}	N(KN)	$S_{min}(cm^2)$	$S_{adp}(cm^2)$
Terrasse	62.1	12.99	4.78	79.87	79.87	11.84	11.84	91.71	61.14	30x30
5	60.44	12.99	4.78	78.21	158.08	17.76	29.60	187.68	125.12	30x30
4	60.44	12.99	4.78	78.21	236.29	17.76	45.58	281.87	187.91	30x30
3	60.44	12.99	4.78	78.21	314.5	17.76	59.79	374.29	249.53	35x35
2	60.44	12.99	4.78	78.21	392.71	17.76	72.22	464.93	309.95	35x35
1	60.44	12.99	4.78	78.21	470.92	17.76	82.88	553.8	369.2	35x35
RDC	60.44	12.99	6.38	79.81	550.73	29.60	91.76	642.49	428.33	40x40

Les sections des poteaux adoptées

Tableau II. 10 : Sections des poteaux adoptées.

Etages	Section des poteaux (cm ²)
RDC	40x40
1, 2, 3	35x35
4, 5, 6, terrasse	30x30

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

*Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton.

*Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

II.5.3.Vérification de l'effort normal réduit RPA99/Version (Art 7.4.3.1)

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

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

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

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux (30x30) :	$\frac{187.91}{(30 \times 30 \times 2.5)} = 0.083 < 0.3$	Condition vérifiée.
Pour les poteaux (35x35) :	$\frac{369.2}{(35 \times 35 \times 2.5)} = 0.120 < 0.3$	Condition vérifiée.
Pour les poteaux (40x40) :	$\frac{428.33}{(40 \times 40 \times 2.5)} = 0.107 < 0.3$	Condition vérifiée.

II.5.4. Vérification des conditions du RPA99/version 2003 (Art.7.4.1).

1. $\min(b, h) \geq 25\text{cm}$.

Les poteaux sont de section carrée de dimensions (30,35 ,40) Condition vérifiée.

2. $\min(b, h) \geq \frac{he}{20}$.

Deux hauteurs différentes (276, 378)

$$\frac{he}{20} = \frac{276}{20} = 13.8 \text{ cm}$$

$$\frac{he}{20} = \frac{378}{20} = 18.9 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

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

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

II.5.5. Vérification des poteaux au flambement

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement λ de ceux-ci devra satisfaire l'inéquation suivante.

$$\lambda = l_f / i \leq 50$$

Avec :

λ : élancement du poteau,

l_f : longueur de flambement,

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$: rayon de giration,

$I = \frac{bh^3}{12}$: Moment d'inertie du poteau

B : section du poteau.

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives. Le BAEL91 nous suggère d'adopter $l_f = 0,7 l_0$ lorsque le poteau est encastré à ses extrémités,

- soit encastré dans un massif de fondation,

- soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré, et le traversant de part en part ; ce qui est notre cas.

l_0 : hauteur libre du poteau

Application numérique

$l_f = 0.7 \times 3.78 = 2.646$ m pour le poteau du RDC,

$l_f = 0.7 \times 2.76 = 1.932$ m pour le poteau des étages courants.

Pour le RDC (40x40) :

$$i = \sqrt{\frac{40 \times 40^3}{12 \times 40 \times 40}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11.54 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{2.646 \cdot 10^2}{11.54} = 22.92 < 35$$

Pour les poteaux d'étages a section (35x35):

$$i = \sqrt{\frac{35 \times 35^3}{12 \times 40 \times 40}} = \sqrt{\frac{35^2}{12}} = 10.10 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{1.932 \cdot 10^2}{10.10} = 19.13 < 35$$

Pour les poteaux d'étages a section (30x30):

$$i = \sqrt{\frac{30 \times 30^3}{12 \times 30 \times 30}} = \sqrt{\frac{30^2}{12}} = 8.66 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{1.932 \cdot 10^2}{8.66} = 22.30 < 35$$

Toutes les valeurs de λ sont inférieures à 35, alors il n'y a aucun risque de flambement.

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont :

Etages	Section des poteaux (cm ²)
RDC	40x40
1, 2,3	35x35
4,5, 6	30x30

II.6. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales d'une part et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

Selon le **RPA 99 ADDANDA 2003, Art 7.7.1** ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $L \geq 4a$

Avec :

L : portée min des voiles.

a : épaisseur des voiles

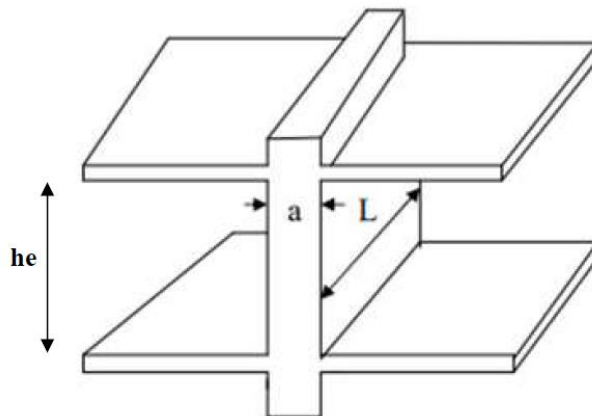


Figure II. 5 : Coupe de voile en élévation.

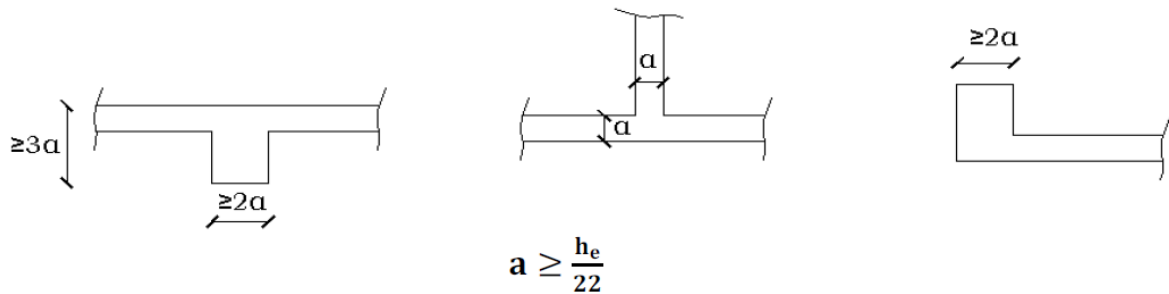
L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

1^{ère} type

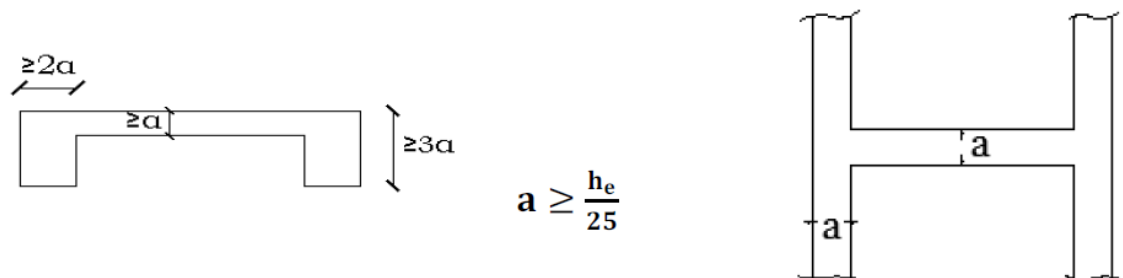
$$a \geq \frac{he}{20}$$



2^{ème} type



3^{ème} type



Dans notre structure on trouve un seul type de voile : $a \geq \frac{he}{20}$

Pour le rez-de-chaussée :

Dans notre cas, la hauteur d'étage $h_e = 408$ cm. nous aurons donc :

On a $h_e = h - h_p$ $h_e = 408 - 30 = 378$ cm

$$a \geq \frac{he}{20} \rightarrow a \geq \frac{378}{20} \rightarrow a \geq 18.9 \text{ cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur : $a = 20$ cm

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur(L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas $L_{\min} = 160 \text{ cm} > 4 a = 80 \text{ cm}$

condition vérifiée

- On adoptera les mêmes longueurs pour tous les étages.

II.7. L'acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et à une force horizontale.

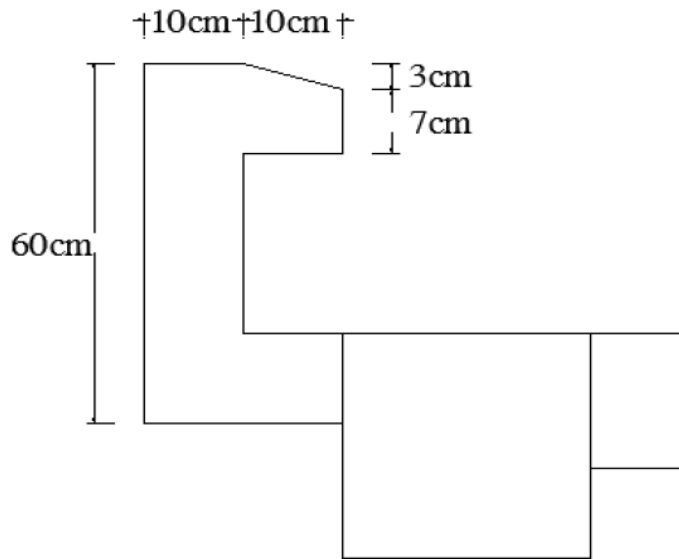


Figure II. 6 : Coupe verticale de l'acrotère.

II.7.1. Pré-dimensionnement

➤ Surface de l'acrotère :

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

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

II.7.2. Détermination des charges et surcharges

➤ Charge permanente :

$$G = S \times \rho$$

$$G_{ac} = 0.0685 \times 25 = 1.71 \text{ KN/ml.}$$

➤ Charge d'exploitation :

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

II.8. Escaliers

Les escaliers du bâtiment sont en béton armé coulé sur place, constitués des paliers et des paillasse. Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

L'étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée
Les escaliers seront pré-dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

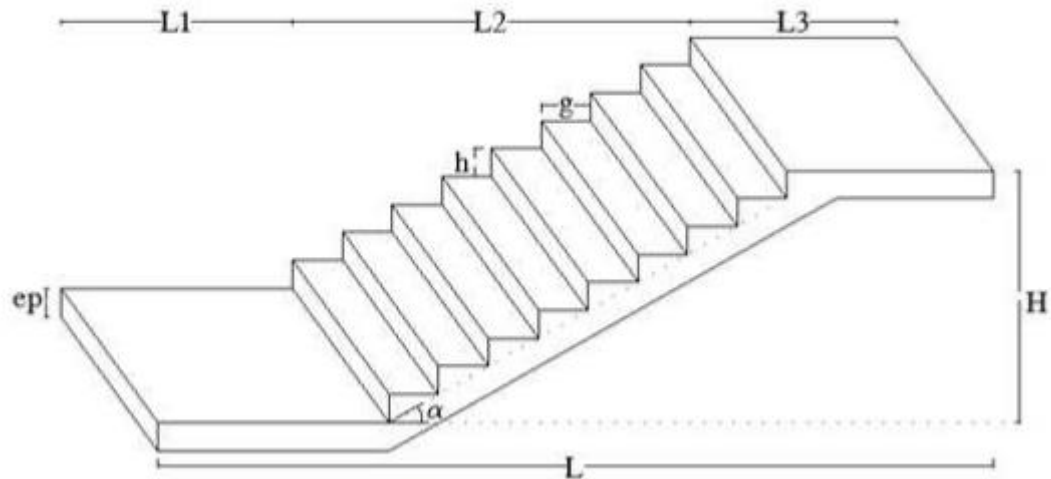


Figure II. 7 : Volée de l'escalier.

Notations utilisées :

G : giron

ep : épaisseur de la paillasse

h : épaisseur du contre marche

H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée projetée

II.8.1. Dimensionnement

Volée (escalier étage courant)

• **Nombre de contre marches :** $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

$$\text{Soit : } h = 17 \text{ cm} \quad n = \frac{h}{17} = \frac{153}{17} = 9$$

• **Nombre de marches :** $m = n - 1$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

• **Calcul de la largeur du giron :** $28\text{cm} \leq g \leq 35\text{cm}$

$$g = \frac{L2}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

II.8.2. Vérification de la relation de BLONDEL

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2(17) + 30 \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2(17) + 30 = 64\text{cm} \leq 64 \text{ cm}$$

Conclusion : La relation est vérifiée donc l'escalier est confort

II.8.3. Epaisseur de la paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation :

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

Avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis

$$L = L_1 + L_2 + L_3$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3$$

$$L = 84 + \frac{240}{\cos \alpha} + 120$$

$$\text{Donc : } L = 84 + 276 + 120 = 480 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{480}{30} \leq e_p \leq \frac{480}{20} \rightarrow 16 \leq e_p \leq 24$$

$$\text{Soit : } e_p = 25 \text{ cm}$$

Volée d'entrée : (escalier RDC)

- Nombre de contre marches : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

$$\text{Soit : } h = 17 \text{ cm} \quad n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6.$$

- Nombre de marches : $m = n - 1$

$$m = n - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ marches}$$

- Calcul de la largeur du giron : $28\text{cm} \leq g \leq 35\text{cm}$

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{94}{5} = 18.8 \text{ cm}$$

L 1 : longueur projetée de la volée.

L2 : longueur du palier d'arrivée.

II.8.4. Vérification de la relation de BLONDEL

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 2(17) + 30 \leq 64\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 2(17) + 30 = 64 \leq 64\text{cm}$$

Conclusion : La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

II.8.5. Épaisseur de la paillasse et du palier

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

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec : $L = L_1 + L_2$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \rightarrow \quad \alpha = 29.54^\circ$$

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$L = \frac{94}{\cos \alpha} + 120$$

$$\text{Donc : } L = 108 + 120 = 228 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{228}{30} \leq e_p \leq \frac{228}{20} \quad \rightarrow \quad 7.6 \text{ cm} \leq e_p \leq 11.4 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } e_p = 14 \text{ cm}$$

III.1.Introduction

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

III.2.L'acrotère

III.2.1.Introduction

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher, terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latérale Q dû à la main courante qui engendre un moment de renversement M dans la section d'encastrement, le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire (1m).

III.2.2.Dimensionnement

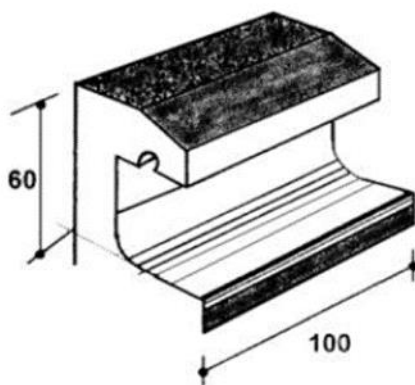


Figure III. 1 : Schéma descriptif.

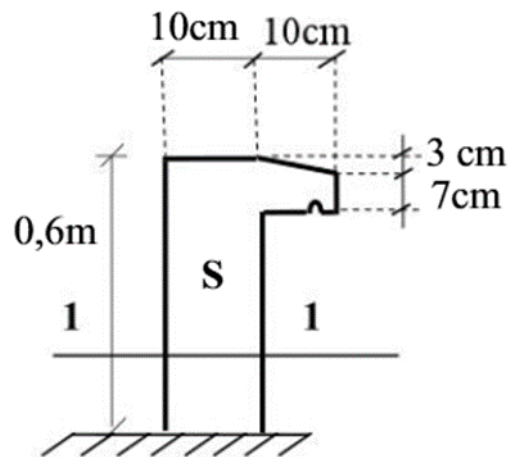
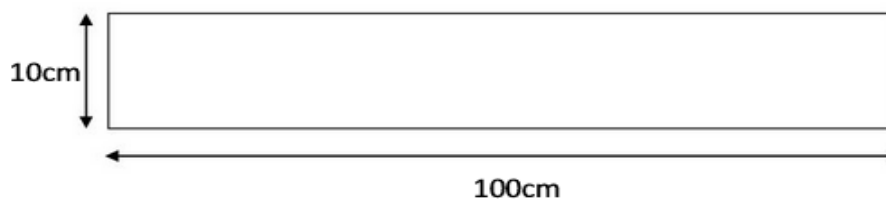


Figure III. 2 : Coupe transversale.



Coupe 1-1

La hauteur : $h = 60\text{cm}$

L'épaisseur : $h_0 = 10\text{cm}$

L'enrobage : $c = c' = 2\text{cm}$

La surface : 0.0685m^2

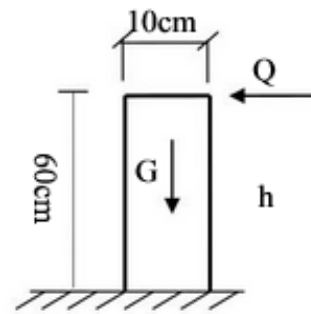


Figure III. 3 : Schéma statique.

III.2.3. Détermination des sollicitations

Poids propre de l'acrotère : $G = 1.71 \text{ KN/ml}$ (Chapitre II)

Surcharge : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1.71 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge

Q : $M = Q \times H \times 1 \text{ ml} = 0.60 \text{ KN.m}$

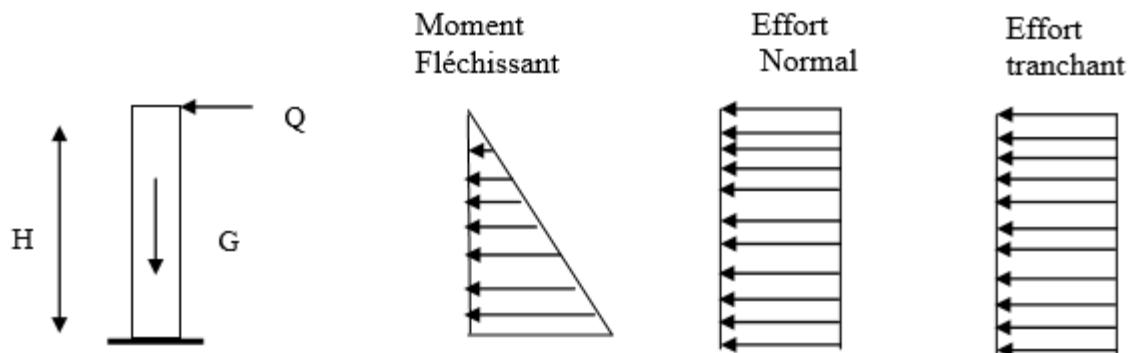


Figure III. 4 : Diagrammes des efforts internes.

III.2.4. Combinaison des charges

✓ À l'ELU :

La combinaison de charge à considérer est : $1.35G + 1.5Q$

Effort normal de la compression..... $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.71 = 2.31 \text{ KN}$

Moment de renversement..... $M_u = 1.5 \times M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

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

✓ À L'ELS :

La combinaison de charge à considérer est : G+Q

Effort normal de la compressionNs=1.71 KN/ml

Moment de renversement.....Ms=0.60 KN.m

Effort tranchant.....Ts=T_Q =1 K

III.2.5.Ferraillage de l'acrotère

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire soumise à la flexion composée, le calcul s'effectue à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

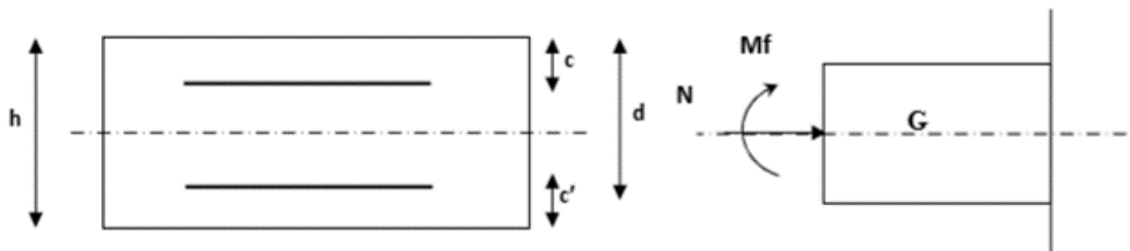


Figure III. 5 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Avec :

h : Epaisseur de la section = 10 cm

b : Largeur de la section = 100 cm

c et c' : Enrobage = 3 cm

d = h – c =7 cm (Hauteur utile)

Mf : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.2.6.Calcul des armatures à L'ELU

a. Calcul de L'excentricité

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

Avec :

e_u : Excentricité (distance entre le centre de gravité de la section et le centre de pression).

M_u : Moment dû a la compression.

N_u : Effort de compression

C_p : Centre de pression.

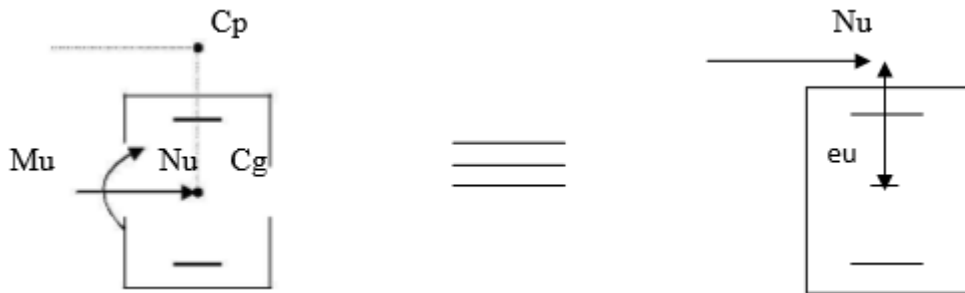
C : L'enrobage.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_u = 40 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).



Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

b. Calcul en flexion simple

✓ Moment de flexion fictif (M_f)

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.31 (0.03) = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.97 \text{ KN.m}$$

✓ Moment réduit

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée donc $A_s' = 0$

D'après le tableau $\rightarrow \beta = 0.9945$

✓ Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0.97 \times 10^3}{0.9945 \times 8 \times \frac{400}{115}} = 0.350 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures principale (flexion composé)

La section des armatures réelles :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.350 - \frac{2.31}{34.8} = 0.284 \text{ cm}^2$$

III.2.7.Vérification à L'ELU

a. Condition de non fragilité (CNF)

(Art. A.4.2.1/BAEL 91, CBA93)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,71} = 0,351 \text{ m} = 35,1 \text{ cm.}$$

$$f_{c28} = 0,6 + 0,06 f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \left[\frac{35,1 - 0,455 \times 8}{35,1 - 0,185 \times 8} \right] = 0,904 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,904 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0,284 \text{ cm}^2$$

Conclusion

$A_s < A_{\min}$ La CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A_s = A_{\min} = 0,904 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera pour une section d'acier de **4HA8 /ml** $= 2,01 \text{ cm}^2$

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

✓ Armatures de réparation

Selon l'article **BAEL9 1 modifié 99**(Art **A.8.2.41**) Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas de l'acrotère) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

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

b. Vérification aux cisaillements

BAEL91 modifié 99(Art **A.5.1.1**).

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

Avec :

$$V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5(10)}{10^2(8)} = 0,0187 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres (ARTA.6.1.3-BAEL91, CBA93).

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$\Psi_s = 1.5$ pour les H.A

$\Psi_s = 1$ pour les R.L

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} \quad \Sigma u_i = n \pi \phi$$

Avec :

Σu_i : Somme de périmètres utiles de barres.

n : nombre des barres

$$\Sigma u_i = 4 \times \pi \times 8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Vérification de l'ancrage des barres (ART A.1.2.2-BAEL 91, CBA93)

$$L_s = 40\phi \quad \text{Pour FeE 400}$$

$$L_s = 50\phi \quad \text{Pour FeE 500 et les ronds lisses.}$$

$$\text{Dans notre cas : FeE400} \longrightarrow L_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

$$\text{La longueur de recouvrement est : } L_C = 0.4 L_s$$

$$L_C = 0.4 L_s = 0.4 \times 32 = 12.8 \text{ cm} \longrightarrow \text{soit un crochet 15 cm}$$

III.2.8. Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposée aux intempéries et aux agents agressifs, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier :

-La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

-La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

• **Vérification des contraintes dans les aciers**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$$

Avec : n : coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{ll} n = 1.6 & \text{pour les HA} \\ n = 1 & \text{pour les RL} \end{array} \right.$$

Dans notre cas : n = 1.6

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[266.66 ; \max(200 ; 201.63)] \quad \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \quad \rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \quad \beta_1 = 0.9205$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.9205 \times 8 \times 2.01} = 46,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46,33 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On a: $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$\alpha = 3(1-\beta_1) = 3(1-0.9205) = 0.239$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,239}{15(1-0,239)} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,021 \times 46,33 = 0,973 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,973 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.2.9. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99 Version 2003/Art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$FP = 4 \times A_{CP} \times WP$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, obtenu par le tableau (4-1) du (RPA99, art 4.2.3) en fonction de la zone et du groupe d'usage, dans notre cas : $A = 0.15$ (Zone II, groupe d'usage2).

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varient entre 0.3 et 0.8 voir tableau (6-1) du RPA, dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère)

$$W_p = G = 1.71 \text{ KN/ml.}$$

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.71 = 0.8208 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.8208 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/m} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

$$F = \max (Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1 \text{ KN/ml} \text{ donc on fait le calcul avec } Q$$

Conclusion

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, on adopte pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

Armatures principales : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement **St=25cm.**

Armatures de répartitions : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement **St=25cm.**

III.3. Etude du plancher en corps creux :

III.3.1. Introduction

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Sauf les balcons, le porte à faux et la salle machine, qui sont en dalle pleine.

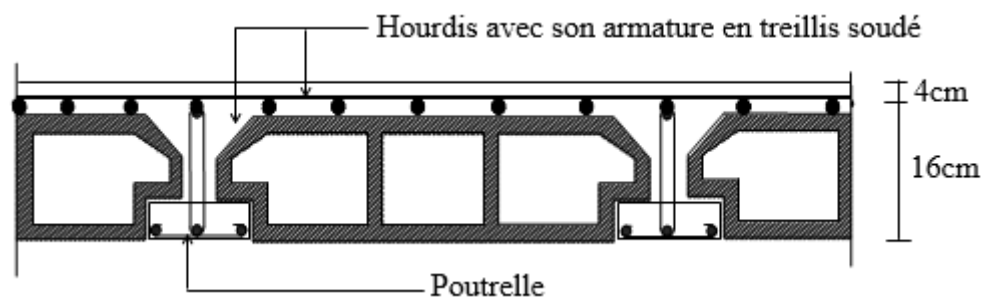


Figure III. 6 : coupe verticale d'un plancher en corps creux

III.3.2. Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle sera armée d'un treillis soudé de type TS 520, ayant pour but de :

Limiter les risques de fissurations par retrait.

Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions suivantes : **BAEL9 1 modifié 99(Art B.6.8.423)**

-Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

Soit :

L : l'entraxe des poutrelles (L=65cm)

Le calcul sera effectué pour le plancher le plus sollicité.

➤ Calcul des armatures

• Armatures perpendiculaire aux poutrelles

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

Avec :

A_{\perp} = cm² par mètre linéaire.

L : Entre axes des poutrelles en (cm).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

A.N

$$A_{\perp} \geq \frac{4 l}{f_e} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} = 5\text{HA4} = 0.63 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$

• Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

A.N

$$A_{//} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adoptera $A_{//} = 5\text{HA4} = 0.63 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$

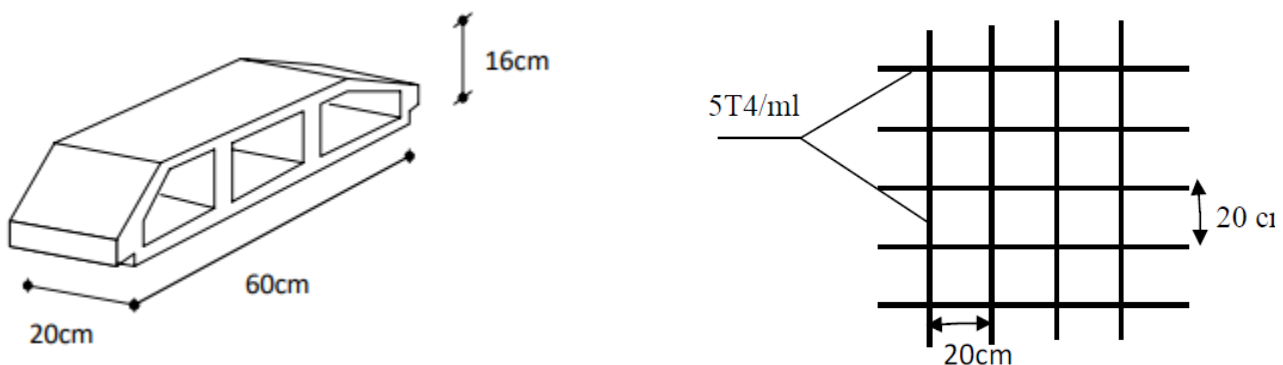


Figure III. 7 : Corps creux et un treillis soudé.

III.3.3.Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties, et le calcul se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la dalle de compression.

✓ 1ère étape : Avant le coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

➤ **Chargement**

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

Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.617 \text{ KN/ml}$.

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.

$G = G1 + G2 = 0.74 \text{ KN/ml}$.

Charge permanente : **$G = 0.74 \text{ KN/ml}$** .

Charge d'exploitation : **$Q = 1 \text{ KN/ml}$** .

➤ **Calcul a L'ELU**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable



Figure III. 8 : Schéma statique de la poutrelle.

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5 (1.0) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

• **Moment en travée**

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

$$M_0 = \frac{2.5 \times 3.6^2}{8} = 4.05 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant**

$$T = \frac{q \times l}{2}$$

$$T = \frac{2.5(3.6)}{2} = 4.5 \text{ KN}$$

• **Calcul des armatures**

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_0}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{4.05 \times 10^3}{(12)(2)^2 14.2} = 5.94 \text{ MPa} \gg \mu_l = 0.392$$

→ La section est doublement armée

Conclusion

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

✓ 2ère étape : Après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle aura une section en T est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités.

• Dimensionnement de la poutrelle :

$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$ (hauteur de la section)

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

$C = 2 \text{ cm}$ (enrobage)

$d = 18 \text{ cm}$ (hauteur utile)

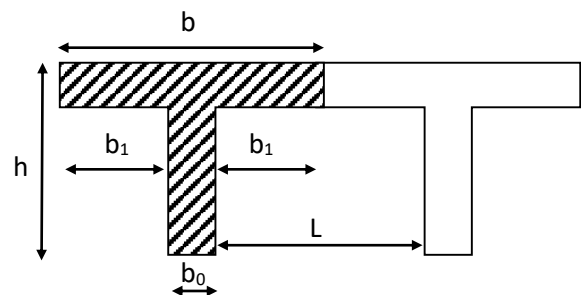
b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessus :

$$b_1 \leq \frac{L}{2} \quad (1)$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} \quad (2)$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3}x \quad (3)$$

$$b_1 \leq \frac{L_1 + L_2}{40} + \frac{2}{3}x \quad (4)$$



Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures,

L_1, L_2 : distance de la portée des poutres,

x : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

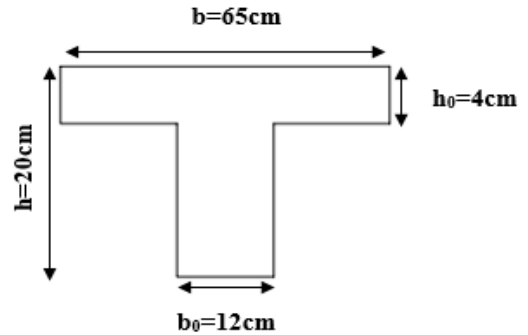
$$(3) \Rightarrow b_1 \leq \frac{2}{3} \left(\frac{400}{2} \right) = 133.33 \text{ cm}$$

$$(4) \Rightarrow b_1 \leq \frac{400+400}{40} + \frac{2}{3} \left(\frac{400}{2} \right) = 153.33 \text{ cm}$$

Donc $b_1 \leq 26.5 \text{ cm}$, on prend $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

b : largeur de la dalle de compression.



✓ Plancher d'étage courant

Poids propre du plancher

$$G = 5.1 \times 0.65 = 3.315 \text{ KN/ ml.}$$

Charge d'exploitation

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

La combinaison de charge

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 4.29 \text{ KN/ml}$$

✓ Plancher terrasse inaccessible

Poids propre du plancher

$$G = 5.24 \times 0.65 = 3.41 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ ml.}$$

La combinaison de charge

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.6 \text{ KN/ml}$$

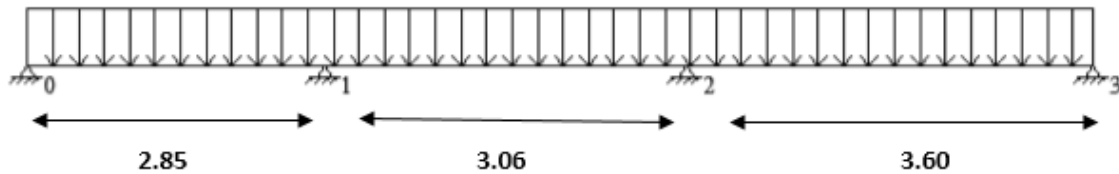
$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 4.06 \text{ KN/ml}$$

Remarque

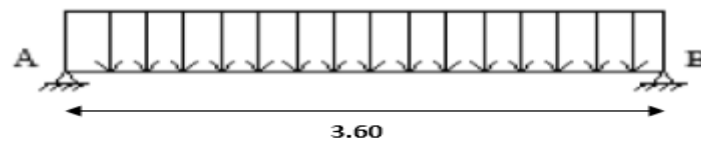
On remarque que le chargement du plancher étage courant est le plus défavorable. Donc on l'utilisera pour le calcul du ferrailage.

III.3.4. Détermination des poutres à étudier

1^{er} type



2^{ème} type



III.3.5. Choix de la méthode de calcul

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

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

1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire BAEL91 modifié 99 (Art B.6.2.210).

- Les charges et surcharges reprises par le plancher considéré (étage courant), sont :

$$G = 5,1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max \{ 2 \times G = 10,2 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2 \} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. \implies Condition vérifiée.

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 < \frac{l_1}{l_2} = \frac{2,85}{3,06} = 0,93 < 1,25 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$0,8 < \frac{l_2}{l_3} = \frac{3,06}{3,60} = 0,85 < 1,25 \rightarrow \text{vérifié}$$

\implies Condition vérifiée.

- Fissurations non préjudiciables à la tenue du béton armé & de ses revêtements.

⇒ **Condition vérifiée.**

Conclusion

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, on va donc opter pour cette méthode.

2. Principe de la méthode forfaitaire

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et au niveau des appuis M_w et M_e à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison qui est supposée isostatique indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

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

$$1)- M_t \geq \max \{ 1,05M ; (1+0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2)- M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \rightarrow \text{travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \rightarrow \text{travée de rive.}$$

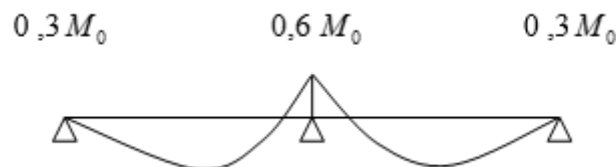
3)- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

$0,6 M_0$ Pour une poutre à deux travées.

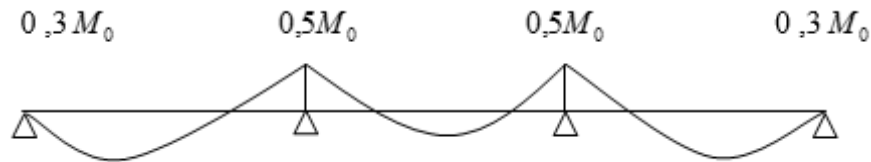
$0,5 M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0,4 M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

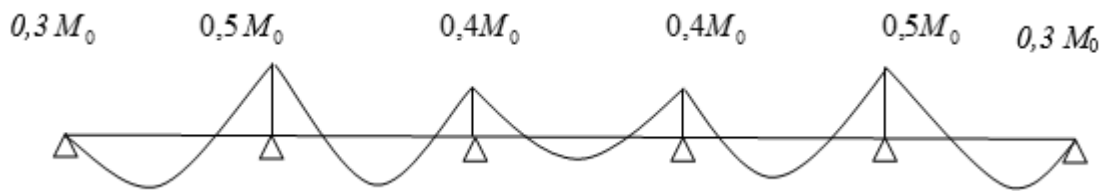
1^{er} cas : selon deux travées



2^{ème} cas : selon trois travées



3^{ème} cas : plus de trois travées



Avec :

M_t : Moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

M_w : Moment en valeur absolue sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_e : Moment en valeur absolue sur l'appui de droit de la travée considérée.

M_0 : moment max dans la travée indépendante (de comparaison), de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

✓ Pour le calcul des efforts tranchant on utilisant les relations suivantes :

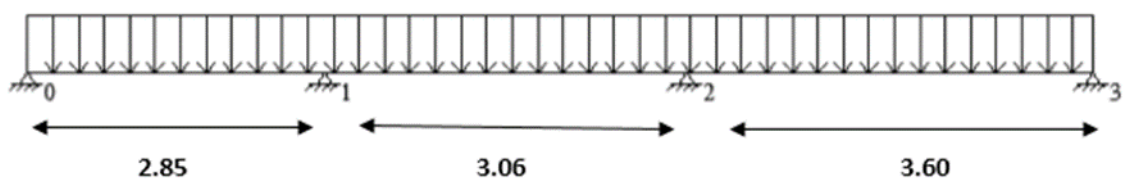
$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

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

III.3.6.Calcul des efforts internes ; Moments et efforts tranchants

❖ Etat limite ultime (ELU)

➤ Poutre 1 :



• **Calcul des coefficients**

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,975}{0,975+3,315} = 0,227 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0,227$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,068$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \quad \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63$$

• **Calcul des Moments isostatiques**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$L_1 = 2,85 \text{ m} \rightarrow M_{01} = \frac{5,94 \times 2,85^2}{8} = 6,03 \text{ KN.m.}$$

$$L_2 = 3,06 \text{ m} \rightarrow M_{02} = \frac{5,94 \times 3,06^2}{8} = 6,95 \text{ KN.m.}$$

$$L_3 = 3,60 \text{ m} \rightarrow M_{03} = \frac{5,94 \times 3,60^2}{8} = 9,62 \text{ KN.m.}$$

• **Calcul des moments sur appuis**

$$\text{Appuis 0 : } 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 6,03 = 1,809 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 1 : } \text{Max } (0,5M_{01}, 0,5M_{02}) = \text{Max } (3,015, 3,475) = 3,475 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 2 : } \text{Max } (0,5M_{02}, 0,5M_{03}) = \text{Max } (3,475, 4,81) = 4,81 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 3 : } 0,3 \times M_{03} = 0,3 \times 9,62 = 2,886 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments sur travée**

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05 M_0 ; (1+0,3 \alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2} , \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \} \rightarrow \text{Travée de rive.}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05 M_0 ; (1+0,3 \alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2} , \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \} \rightarrow \text{Travée intermédiaire.}$$

Travée 1 :

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05 M_{01} ; (1+0,3 \alpha) M_{01} \} - \frac{M_0 + M_1}{2} , \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01} \}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05 M_{01} ; 1,068 M_{01} \} - \frac{1,809 + 3,475}{2} , 0,63 M_{01} \}$$

$$\text{D'où : } M_{t1} = 3,798 \text{ KN.m}$$

Travée 2 :

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05 M_{02} ; (1+0,3 \alpha) M_{02} \} - \frac{M_1 + M_2}{2} , (\frac{1+0,3\alpha}{2}) M_{02} \}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05 M_{02} ; 1,068 M_{02} \} - \frac{3,475 + 4,81}{2} , 0,53 M_{02} \}$$

D'où : $M_{t2} = 3,683 \text{ KN.m}$

Travée 3:

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05 M_{03} ; (1+0,3 \alpha) M_{03} \} - \frac{M_2 + M_3}{2} , (\frac{1,2+0,3\alpha}{2}) M_{03} \}$$

$$M_t \geq \{ \max \{ 1,05 M_{03} ; 1,068 M_{03} \} - \frac{4,81 + 2,886}{2} , 0,63 M_{03} \}$$

D'où : $M_{t3} = 6,426 \text{ KN.m}$

- Calcul des efforts tranchants**

Travée 0-1

$$T_0 = \frac{qL}{2} + \frac{M_1 - M_0}{L} = \frac{5,94 \times 2,85}{2} + \frac{3,475 - 1,809}{2,85} = 9,05 \text{ KN}$$

$$T_1 = -\frac{qL}{2} + \frac{M_1 - M_0}{L} = -\frac{5,94 \times 2,85}{2} + \frac{3,475 - 1,809}{2,85} = -7,88 \text{ KN}$$

Travée 1-2

$$T_1' = \frac{qL}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L} = \frac{5,94 \times 3,06}{2} + \frac{4,81 - 3,475}{3,06} = 9,52 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{qL}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L} = -\frac{5,94 \times 3,06}{2} + \frac{4,81 - 3,475}{3,06} = -8,65 \text{ KN}$$

Travée 2-3

$$T_2' = -\frac{qL}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L} = \frac{5,94 \times 3,60}{2} + \frac{2,886 - 4,81}{3,60} = 10,16 \text{ KN}$$

$$T_3 = -\frac{qL}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L} = -\frac{5,94 \times 3,60}{2} + \frac{2,886 - 4,81}{3,60} = -11,23 \text{ KN}$$

D'où on remplace les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra les diagrammes suivants :

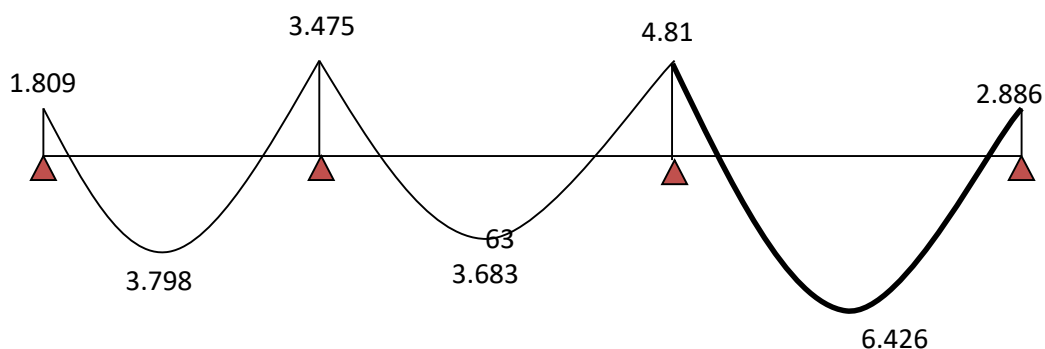
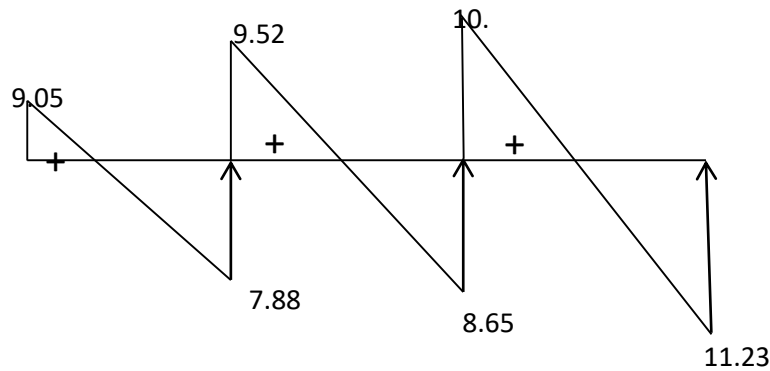
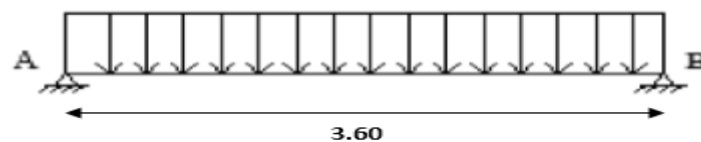
Diagramme des moments

Diagramme des efforts tranchant



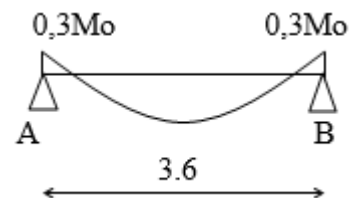
➤ **Poutre 2 :**



• **Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{5.94 \times 3.6^2}{8} = 9.623 \text{ KN.m.}$$



• **Calcul des moments sur appuis**

Appuis A : $0.3 \times M_0 = 0.3 \times 9.623 = 2.886 \text{ KN.m}$

Appuis B : $0.3 \times M_0 = 0.3 \times 9.623 = 2.886 \text{ KN.m}$

• **Moments sur travée**

$$M_t \geq \left\{ \max \left\{ 1.05 M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) M_0 \right\} - \frac{M_A + M_B}{2} , \left(\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \right\}$$

$$M_t \geq \left\{ \max \left\{ 1.05 M_0 ; 1.068 M_0 \right\} - \frac{2.886 + 2.886}{2} , 0.63 M_0 \right\}$$

D'où : $M_t = 7.391 \text{ [KN.m]}$

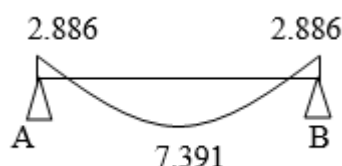


Fig. Diagramme des moments fléchissant pour la poutre II a l'ELU

- Efforts tranchants

$$T_A = \frac{qL}{2} + \frac{M_B - M_A}{L} = \frac{5,94 \times 3,60}{2} + \frac{2,886 - 2,886}{3,60} = 10,692 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{qL}{2} + \frac{M_B - M_A}{L} = -\frac{5,94 \times 3,60}{2} + \frac{2,886 - 2,886}{3,60} = -10,692 \text{ KN}$$

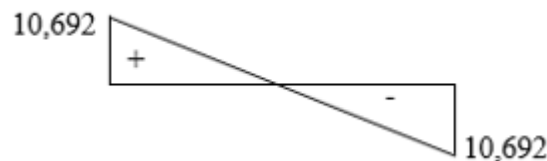


Fig. Diagrammes des efforts tranchants pour la poutre II a l'ELU

- ❖ Etat limite service (ELS)

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge (q_u). Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par (q_s) et de diviser par (q_u), pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4,29}{5,94} = 0,722$$

- Poutre 1

- Calcul des Moments isostatiques

$$L_1 = 2.85 \text{ m} \rightarrow M_{01} = \frac{5.94 \times 2.85^2}{8} I = 6.03 \times 0.722 = 4.35 \text{ KN.m.}$$

$$L_2 = 3.06 \text{ m} \rightarrow M_{02} = \frac{5.94 \times 3.06^2}{8} I = 6.95 \times 0.722 = 5.02 \text{ KN.m.}$$

$$L_3 = 3.60 \text{ m} \rightarrow M_{03} = \frac{5.94 \times 3.60^2}{8} I = 9.62 \times 0.722 = 6.95 \text{ KN.m.}$$

- Calcul des moments sur appuis

Appuis 0 : $0.3 \times M_{01} \times I = 0.3 \times 6.03 \times 0.722 = -1.31 \text{ KN.m}$

Appuis 1 : $\text{Max} (0.5 M_{01} , 0.5 M_{02}) \times I = \text{Max} (3.015 , 3.475) \times 0.722 = -2.509 \text{ KN.m}$

Appuis 2 : $\text{Max} (0.5 M_{02} , 0.5 M_{03}) \times I = \text{Max} (3.475 , 4.81) \times 0.722 = -3.473 \text{ KN.m}$

Appuis 3 : $0.3 \times M_{03} \times I = 0.3 \times 9.62 \times 0.722 = -2.084 \text{ KN.m}$

• Calcul des moments sur travée

$$M_{t1} = 3.798 \times 0.722 \rightarrow M_{t1} = 2.742 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 3.683 \times 0.722 \rightarrow M_{t2} = 2.659 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 6.426 \times 0.722 \rightarrow M_{t3} = 4.639 \text{ KN.m}$$

• Calcul des efforts tranchants

Travée 0-1

$$T_0 = 6.53 \text{ KN}$$

$$T_1 = -5.69 \text{ KN}$$

Travée 1-2

$$T_1' = 6.87 \text{ KN}$$

$$T_2 = -6.24 \text{ KN}$$

Travée 2-3

$$T_2' = 7.30 \text{ KN}$$

$$T_3 = -8.11 \text{ KN}$$

D'où on remplace les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra les diagrammes suivants :

Diagramme des moments

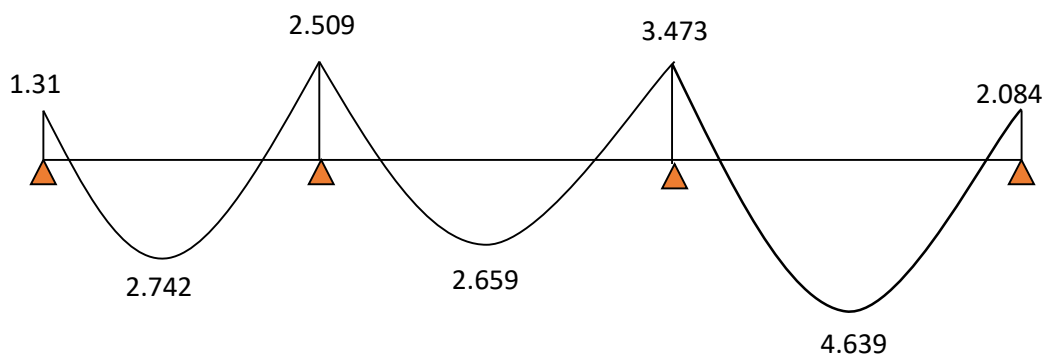
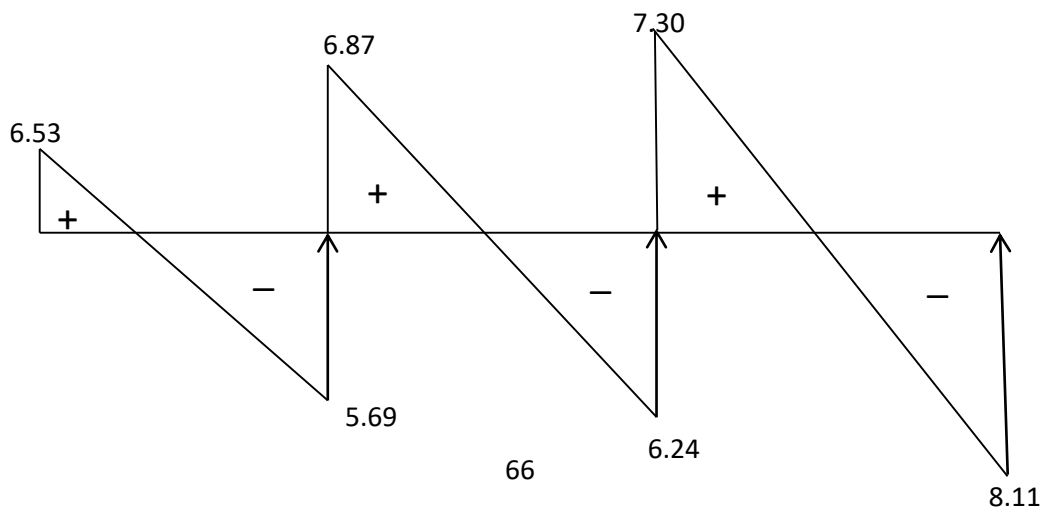


Diagramme des efforts tranchant



➤ **Poutre 2 :**

$$M_0 = \frac{5.94 \times 3.6^2}{8} \frac{4.29}{5.94} = 9.623 \times 0.722 = 6.95 \text{ KN.m.}$$

• **Calcul des moments sur appuis**

$$\text{Appuis A : } 0.3 \times M_0 \times I = 0.3 \times 9.623 \times 0.722 = 2.084 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis B : } 0.3 \times M_0 \times I = 0.3 \times 9.623 \times 0.722 = 2.084 \text{ KN.m}$$

• **Moments sur travée**

$$M_t = 7.391 \times 0.722 = 5.336 \text{ KN.m}$$

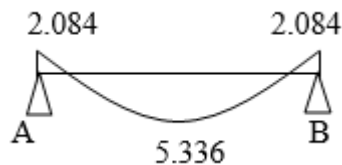


Figure III. 9 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

• **Efforts tranchants**

$$T_A = 10.692 \times 0.722 = 7.72 \text{ KN}$$

$$T_B = -10.692 \times 0.722 = -7.72 \text{ KN}$$

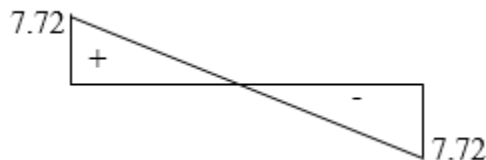


Figure III. 10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III.3.7.Ferraillage à L'ELU

$$M_t^{\max} = 6.426 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 3.473 \text{ KN.m}$$

• **Armatures longitudinales**

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$

✓ **En travées****Position de l'axe neutre**

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

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

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 7.391 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m} \rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = (65x20).

$$\frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.391}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < 0.392 = \mu_e \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.025 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{St} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} (F_e E400 \text{ et } \gamma_s = 1.15)$$

$$A_{St} = \frac{7.391}{0.987 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} \times 10^4 \Leftrightarrow A_{St} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis

Le moment max aux appuis est : $M_a^{\max} = 3.473 \text{ KNm}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.473}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.063$$

$$\mu = 0.063 < 0.392 = \mu_e \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.063 \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_{St} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.473}{0.967 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} \times 10^4 = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

• Armatures transversales

a. Diamètre des barres

BAEL9 1 modifié 99(Art A.7.2.2).

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutre est au plus égal à $\frac{h}{35}$

(h étant la hauteur totale de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10} \right\} = 5,7 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

Les armatures transversales seront réalisées par étriers 6Ø avec $A_t = 2HA8 = 0.56 \text{ cm}^2$.

b. Espacement des armatures

BAEL9 1 modifié 99(Art A.5.1.22).

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , on doit avoir :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 b_0 S_t}{f_e}$$

L'espacement S_t des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus basse des deux valeurs : 0,9d et 40cm.

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

$$S_t \leq \min \{ 16,2; 40 \} = 16,2 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,56 \times 400}{12 \times 15} = 1,24 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

En travée : $3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $2HA 10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $2HA8 = 1 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots S_t = 15 \text{ cm}$

III.3.8.Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

BAEL9 1 modifié 99(Art A.4.2.1).

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée**

$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

✓ **Aux appuis**

$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

b. Vérification aux cisaillements

BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.1).

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $T_{u \max} = 7.72 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{7.72 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189} = 0.34 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 0.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).

Il faut vérifier que :

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

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$\Psi_s = 1.5$ pour les H.A .

$\Psi_s = 1$ pour les R.L.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$ = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \phi \pi$$

n : nombre des barres.

• **En travées :**

$$\sum u_i = n \phi \pi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{7.72 \times 10^3}{0,9 \times 189 \times 94.2} = 0.720 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0.720 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$\sum u_i = n \phi \pi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{7.72 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 0.76 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

—————> Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d. Ancrages des barres

BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.21).

Les barres rectiligne de diamètre ϕ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite « longueur de scellement droit » donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{tj} \quad \text{Contrainte d'adhérence}$$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$\psi_s = 1$ Pour les ronds lisses.

$\psi_s = 1,5$ Pour les barres à haute adhérence.

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

Pour les $\phi 10$
$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$L_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 35.27 = 14.12 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est:

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm} \quad \text{Soit un crochet 15 cm}$$

e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

BAEL91 modifié 99 (Art A.5.1.313).

✓ **Influence sur le béton :**

$$T_{u \max} \leq 0,4 \times b_0 \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} = 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,180 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 7.72 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN}$$

—————> **Condition vérifiée.**

✓ **Influence sur les aciers :**

On doit vérifier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_b}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(7.72 \times 10^3 + \frac{-4.54 \times 10^2}{0,9 \times 18,9} \right) = 0.221 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq 0.221 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Finalement on constate que l'effort tranchant T_u n'as pas d'influence sur les armatures inferieures.

III.3.9. Vérifications à l'ELS

a) Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures

BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.5.3).

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

b) la contrainte de compression dans le béton BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2).

$$M_t^{\text{Max}} = 5.336 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{Max}} = 3.473 \text{ KN.m}$$

✓ **En travée**

• Contrainte dans l'acier

On doit s'assures que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{St}$

$$\rho(\%) = \frac{A_{st}}{b d} 100 = \frac{2.35}{12 \times 18} 100 = 1.09$$

$$\rho(\%) = 1.09 \quad K = 19.72 \quad \beta = 0.856$$

$$\overline{\sigma}_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_s \beta d} = \frac{5.336 \cdot 10^6}{0.856 (180) 235} = 147.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 147.37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{St} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Contrainte dans le béton

On doit s'assures que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{147.37}{19.72} = 7.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.47 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Aux appuis

• Contrainte dans l'acier

On doit s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\rho(\%) = \frac{A_{st}}{b \cdot d} 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} 100 = 0.73$$

$$\rho(\%) = 0.73 \quad K = 25.32 \quad \beta = 0.876$$

$$\overline{\sigma}_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_s \beta d} = \frac{3.473 \cdot 10^6}{0.876 (180) 157} = 140.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 140.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{St} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{140.29}{25.32} = 5.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.54 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes

c. Vérification de la flèche

BAEL91 modifié 99(Art B.6.5.2).

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

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

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,055 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

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

Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3600}{500} = 7.2 \text{ mm}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

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

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

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

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

Aire de la section homogénéisée

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

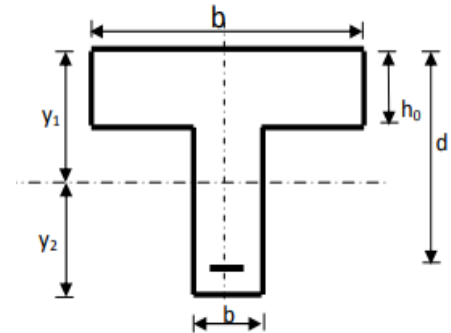
$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.09^3 + 12.91^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.09 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.26 \text{ cm}^2$$



Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = 0.0211$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0214} = 1.5$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.57 ; 0 \} = 0.57$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 20003.26}{1 + 1.5 \times 0.57} = 11861.77 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

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

$$f = \frac{5.336 \times 3.60^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 11861 \times 10^{-8}} = 0.0053 \text{ m} < \bar{f} = 9 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferraillées comme suit :

III.4. Etude de la poutre de chaînage

II.4.1.Introduction

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle sert à relier les poutres entre elles, elle supporte son poids propre et le poids du plancher ainsi que le poids du mur extérieur.

a. Pré dimensionnement (Chapitre II)

La hauteur: $h = 30$ cm

La largeur : $b = 25$ cm

b. Evaluation des charges et surcharges

- Charges permanentes

Le poids du plancher $5.1 \times \frac{0.65}{2} = 1.6575$ KN/ml.

Le poids de la poutre..... $25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875$ KN/ml.

Le poids de la cloison..... $(3.06 - 0.30) \times (2.36) = 6.514$ KN/ml

$G = 10.05$ KN/ml.

- Surcharge

$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.488$ KN/ml

c. Combinaison des charges

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 10.05 + 1.5 \times 0.488 = 14.3$ KN/ml.

ELS : $q_s = G + Q = 10.05 + 0.488 = 10.54$ KN/ml.

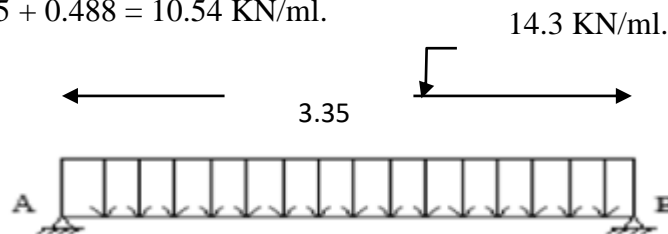


Figure III. 11 : Schéma de chargement à l'ELU.

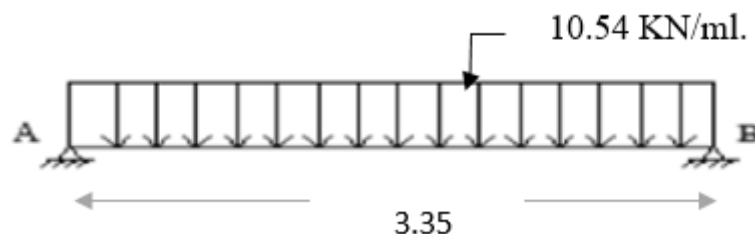


Figure III. 12 : Schéma de chargement à l'ELS.

III.4.2 Étude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée aux extrémités

- Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q \times l}{2} = \frac{14.3 \times 3.35}{2} = 23.95 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts internes

$$T(0) = R_A = 23.95 \text{ KN}$$

$$T(4.25) = R_B = - 23.95 \text{ KN}$$

- Calcul des moments

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{14.3 \times 3.35^2}{8} = 20.06 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants : $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 20.06 = 17.05 \text{ KN.m}$

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 20.06 = -6.02 \text{ KN.m}$$

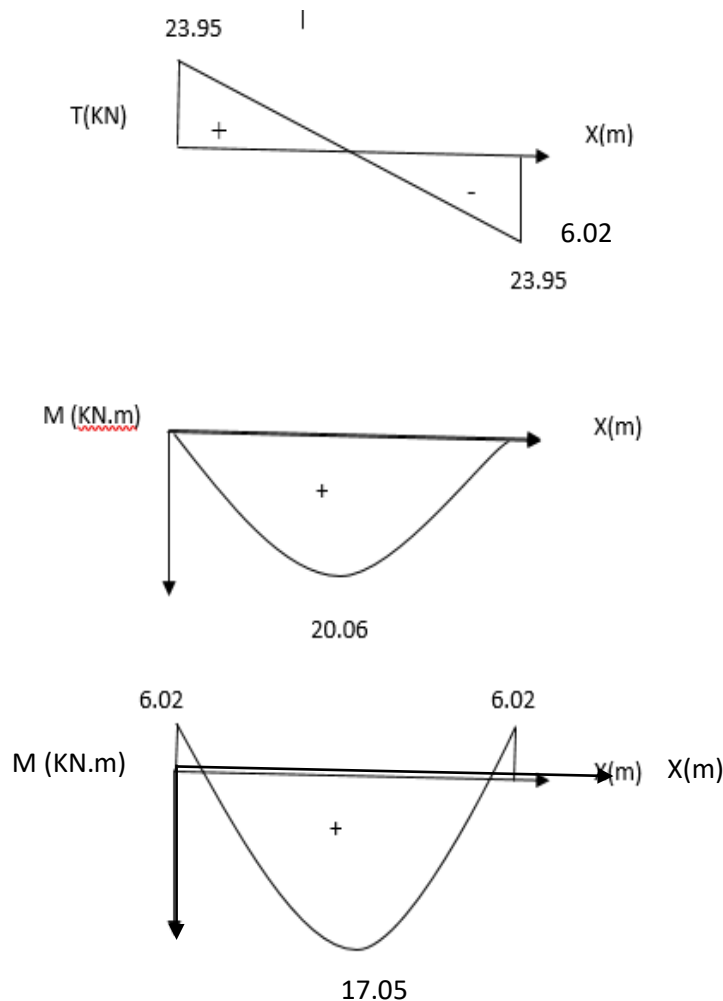


Figure III. 13 : Diagrammes des moments et les efforts tranchants a l'ELU.

III.4.3 Étude de la poutre à l'ELS

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée

- Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10.54 \times 3.35}{2} = 17.65 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts internes

$$T(0) = R_A = 17.65 \text{ KN}$$

$$T(3.35) = R_B = - 17.65 \text{ KN}$$

- Calcul des moments

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{10.54 \times 3.35^2}{8} = 14.79 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

$$\text{Moment en travée} \quad M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 14.79 = 12.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis} \quad M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 14.79 = - 4.44 \text{ KN.m}$$

III.4.4 Calcul des armatures à ELU

a. Armatures longitudinales

L'enrobage : $c = 3 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = 27 \text{ cm}$

$$M_t = 17.05 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a = 6.02 \text{ KN.m}$$

✓ En travée

$$\frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.05 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < 0.392 = \mu_e \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\gamma_s = 1.15 \quad F_e E 400)$$

$$A_t = \frac{27.43 \times 10^3}{0.992 \times 27 \times 348} \Leftrightarrow A_{st} = 1.82 \text{ cm}^2$$

Soit **2HA12** = 2.26 cm² .

✓ Aux appuis

$$\frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.02 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.006$$

$$\mu = 0.006 < 0.392 = \mu_e \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.006 \Rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_s = 348 MPa \quad (\gamma_s = 1.15 \quad F_e E 400)$$

$$A_a = \frac{6.02}{0.997 \times 27 \times 348} \times 10^3 \Leftrightarrow A_{st} = 0.64 cm^2$$

Soit **2HA12=2.26cm** .

b. Armatures transversales

BAEL9 1 modifié 99(Art A.7.2.2).

➤ **Diamètre des barres**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}; 10; \frac{250}{10} \right\} = 5.7 mm \rightarrow \phi_t = 6 mm$$

On opte pour $\phi = 8 mm$ (1 cadre +1 étrier)

➤ **Espacement des armatures** **BAEL9 1 modifié 99(Art A.5.1.22).**

$$S_t \leq \min \{ 0.9d, 40 cm \}$$

$$S_t \leq \min \{ 24.3; 40 \} = 24.3 cm \text{ on opte pour } S_t = 25 m$$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5.2.2)

L'espacement doit vérifier

➤ **En zone nodale (appuis)**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{ 7.5; 14.4 \}$$

$$S_t = 7.5 cm$$

➤ En zone courante (travée)

$$S_t \leq \frac{h}{4}$$

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

III.4.5 Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

BAEL9 1 modifié 99(Art A.4.2.1).

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

➤ En travée

$$A_t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b. Vérification aux cisaillements

BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.1).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{23.95 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.355 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa .}$$

$$\tau_u = 0.35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de cisaillement

c. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

BAEL91 modifié 99 (Art A.5.1.313).

✓ Influence sur le béton

$$T_{u \max} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} = 0,4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.27 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 405 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 23.95 \text{ KN} \leq 405 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Influence sur les aciers

On doit vérifier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_b}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$\text{Avec : } A_a = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(23.95 \times 10^3 + \frac{6.02 \times 10^2}{0.9 \times 27} \right) = 0.69 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 \geq 0.69 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Finalement on constate que l'effort tranchant T_u n'as pas d'influence sur les armatures inferieures.

d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$ = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \phi \pi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75.36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.95 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 75.36} = 1.3 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

e. Ancrages des barres

BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.21).

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{tj}$$

$$\tau_{su} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 \Rightarrow \tau_{su} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour les $\phi 10$
$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

Aux appuis : $L_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 35.27 = 14.1 \text{ cm}$

III.4.6 Vérifications à l'ELS

a. Etat limite d'ouvertures des fissures

BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.5.3).

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression dans le béton

BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.5.2).

✓ **En travée**

▪ **Contrainte dans l'acier**

On doit s'assures que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\rho(\%) = \frac{A_{st}}{b d} 100 = \frac{3.39}{25 \times 27} 100 = 0.5$$

$$\rho(\%) = 0.5 \quad K = 31.73 \quad \beta = 0.893$$

$$\overline{\sigma}_{St} = \min \{0.5 f_e ; 110 \sqrt{nftj}\}$$

$$\overline{\sigma}_{St} = \min \{0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = \min \{200 ; 201.63\} = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_s \beta d} = \frac{12.57 \times 10^6}{0.893 \times 270 \times 226} = 230.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 230.68 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{St} = 201.6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée avec **2HA12** on a opté pour **3HA12**.

$$\rho(\%) = \frac{A_{st}}{b d} 100 = \frac{3.39}{25 \times 27} 100 = 0.5$$

$$\rho(\%) = 0.5 \quad K = 31.73 \quad \beta = 0.893$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_s \beta d} = \frac{12.57 \times 10^6}{0.893 \times 270 \times 339} = 153.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 153.79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{St} = 201.6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{153.79}{31.73} = 4.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.85 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Aux appuis

• Contrainte dans l'acier

$$\rho(\%) = \frac{A_{st}}{b d} 100 = \frac{3.39}{25 \times 27} 100 = 0.502$$

$$\rho(\%) = 0.502 \quad K = 31.73 \quad \beta = 0.893$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_s \beta d} = \frac{4.44 \times 10^6}{0.893 \times 270 \times 339} = 54.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54.32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{St} = 164.97 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{54.32}{31.73} = 1.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.71 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

c. Vérification de la flèche

BAEL91 modifié 99(Art B.6.5.2).

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{30}{335} = 0.0895 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad \rightarrow \quad \frac{30}{335} = 0.0895 \geq \frac{1}{15} \times \frac{12.57}{14.78} = 0.085$$

$$\bullet \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{3.39}{25 \times 27} = 0.005 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.5. Etude de l'escalier**III.5.1. Introduction**

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

III.5.2. 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 évitant les chutes

- ✓ **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, les valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- ✓ **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- ✓ **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- ✓ **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- ✓ **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées Intermédiaires et /ou à chaque étage.
- ✓ **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- ✓ **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- ✓ **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches

III.5.2.1. Terminologie

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante.

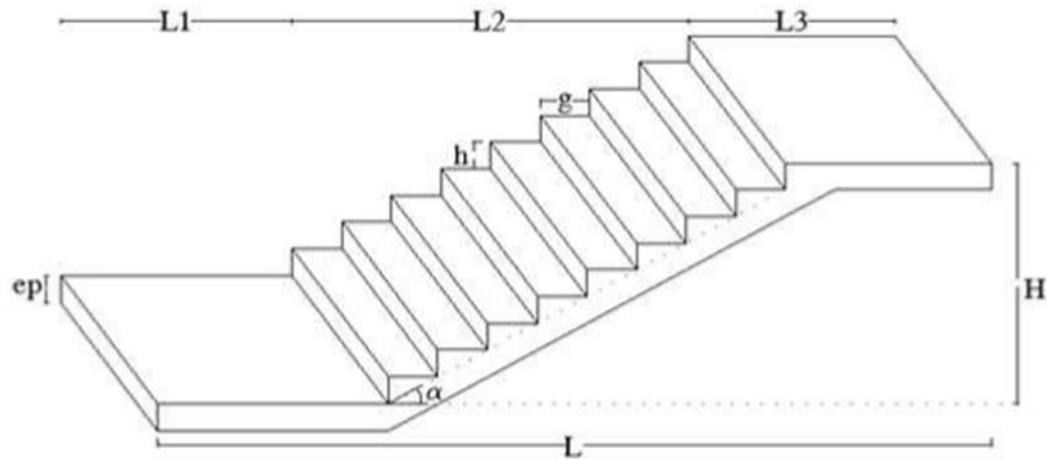


Figure III. 14 : Schéma de l'escalier.

Notations utilisées :

g : giron

ep : épaisseur de la paillasse

h : épaisseur du contre marche

H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée projetée

III.5.2.2. Predimensionnement de l'escalier à Calculer

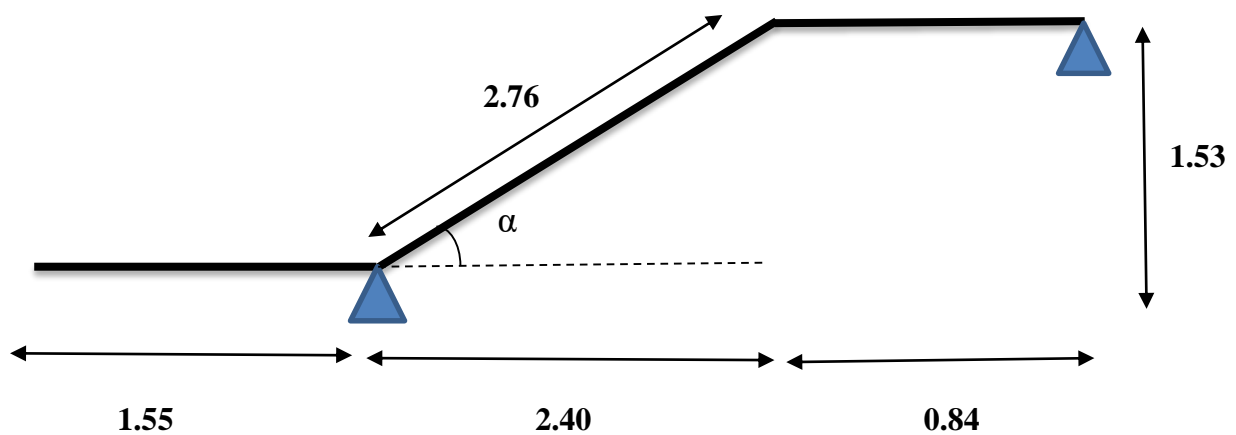


Figure III. 15 : Schéma statique de l'escalier.

Avec une hauteur d'étage de 3.06m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est : $4\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$ et $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

On prend la hauteur des marches $h=17\text{cm}$

Nombre de contre marches : $n = H/h = 153/17=9$ $n = 9$ contre marches.

Le nombre de marches : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

• **Loi de BLONDEL**

C'est une relation empirique qui lie **h** et **g** et qui permet de se déplacer de façon confortable.

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

Pour $h = 17\text{cm}$, on aura : $25\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$

Donc on prend $g = 30\text{cm}$

❖ **Vérification de la loi de BLONDEL**

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

$$59\text{cm} \leq 30 + (2 \times 17) \leq 64\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} \leq 63 \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Épaisseur de la paillasse et du palier**

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

Avec : $L = L_1 + L_2$

Soit : $e_p = 14\text{cm}$

III.5.3. Détermination des charges et surcharges

Le calcul s'effectuera pour une bande de (**1m**) d'embranchement et une bande de (**1m**) de projection horizontale de la volée, en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a. Les charges permanentes

✓ **Le palier**

- Poids propre du palier : $25 \times 0.25 \times 1 = 6.25\text{ KN/ml}$

- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) :

$$(0.36 + 0.4 + 0.44 + 0.2) \times 1 = 1.4\text{ KN/ml}$$

- Poids du mur extérieur : 2.36 KN/ml

- Charge permanente totale : **G= 7.65 KN/ml**

✓ **La volée**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0.25}{\cos \alpha} \times 1 = 6.50\text{ KN/ml}$

- Poids des marches : $\frac{25 \times 0.17}{2} \times 1 = 2.12\text{ KN/ml}$

- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit + garde-corps) :

$$(0.36 + 0.4 + 0.44 + 0.2 + 0.2) \times 1 = 1.6\text{ KN/ml}$$

- Charge permanente totale : $G = 9.97 \text{ KN /ml}$

b. Les surcharges

Surcharge selon le (DTR C2-2) pour une construction à usage d'habitation $Q = 2.5 \text{ KN /ml}$.

c. Combinaison des charges et surcharges

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique et simplement appuyée.

➤ **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

Le palier : $q_{u1} = (1.35 \times 7.45 + 1.5 \times 2.5) = 14.07 \text{ KN/ml}$.

La volée : $q_{u2} = (1.35 \times 9.97 + 1.5 \times 2.5) = 17.2 \text{ KN/ml}$.

Le mur extérieure : $q_{u3} = (1.35 \times 2.36) = 3.18 \text{ KN/ml}$.

➤ **ELS** : $q_s = G + Q$

Le palier : $q_{s1} = (7.45 + 2.5) = 10.15 \text{ KN/ml}$.

La volée : $q_{s2} = (9.97 + 2.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$.

Le mur extérieur : $q_{s3} = (2.36 \times 1) = 2.36 \text{ KN/ml}$.

III.5.3.1.Calcul à l'ELU

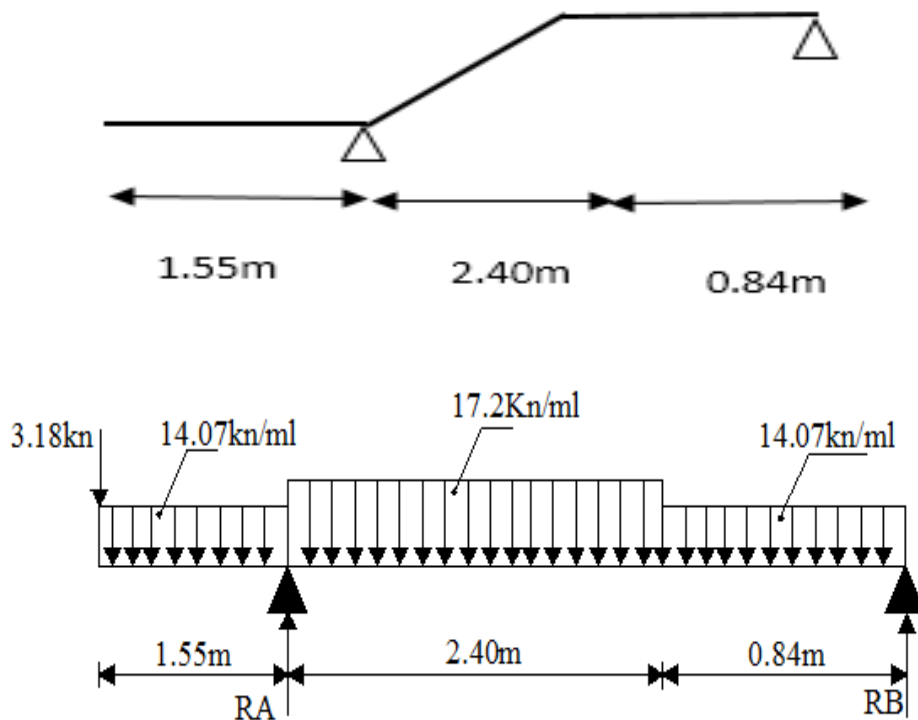


Figure III. 16 : Schéma statique de calcul à ELU.

1- Calcul des réactions

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B - q_{u1} \times 1.55 - q_{u2} \times 2.4 - q_{u1} \times 0.84 + 3.18 = 0$$

$$R_A + R_B - 14.07 \times 1.55 - 17.2 \times 2.4 - 14.07 \times 0.84 + 3.18 = 0$$

$$R_A + R_B = 21.81 + 41.28 + 11.82 + 3.18$$

$$R_A + R_B = 78.09 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow \frac{q_{u1} \times 0.84^2}{2} + q_{u2} \times 2.4 \times 2.04 + q_{u1} \times 1.55 \times 4.015 - R_A \times 3.24 = 0$$

$$\frac{14.07 \times 0.84^2}{2} + 17.2 \times 2.4 \times 2.04 + 14.07 \times 1.55 \times 4.015 - R_A \times 3.24 = 0$$

$$4.96 + 84.21 + 87.56 - 3.24 \times R_A = 0$$

$$R_A = \frac{176.73}{3.24} \rightarrow R_A = 54.54 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 78.09 \text{ KN}$$

$$R_A = 78.09 - 54.54 \rightarrow R_B = 23.55 \text{ KN}$$

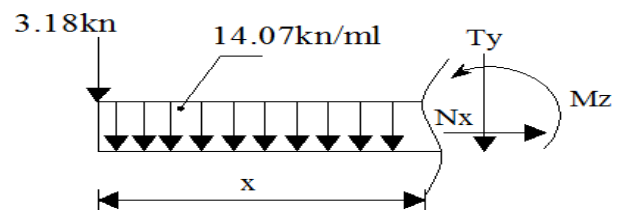
✓ Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.55$

$$T(x) = -q_{u1}(x) - 3.18$$

$$= -14.07(x) - 3.18$$

$$M(x) = -\frac{q_{u1} x^2}{2} - 3.18(x)$$

$$= -\frac{14.07x(1.55)^2}{2} - 3.18(x)$$



$$X=0 \left\{ \begin{array}{l} T = -3.18 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

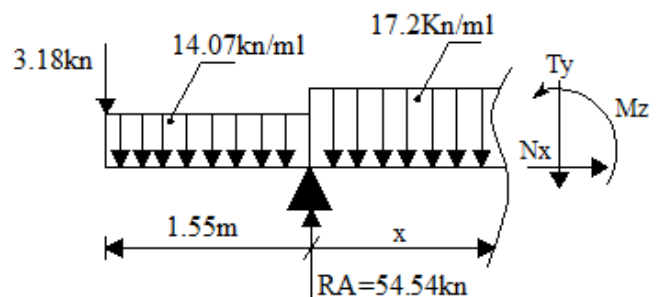
$$X=1.55 \left\{ \begin{array}{l} T = -24.98 \text{ KN} \\ M = -21.83 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ Section 2-2 : $1.55 \leq x \leq 3.95$

$$T(x) = -3.18 + R_A - q_{u1} \times 1.55 - q_{u2}(x - 1.55)$$

$$M(x) = -3.18(x) - q_{u1} \times \frac{(1.55)^2}{2} - q_{u2} \times \frac{(x-1.55)^2}{2}$$

$$+ R_A(x)$$



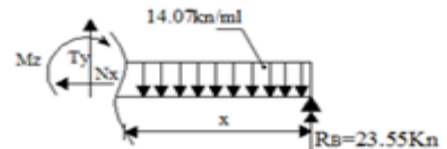
$$X=1.55 \left\{ \begin{array}{l} T= 29.55 \text{ KN} \\ M= -21.83 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$X= 3.95 \left\{ \begin{array}{l} T= -11.72 \text{ KN} \\ M=59.53 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ Section 3-3 : $0 \leq x \leq 0.84$

$$T(x) = -R_B + q u_1(x) \\ = -23.55 + 14.07(x)$$

$$M(x) = R_B(x) - q u_1 \frac{x^2}{2} \\ = 23.55(x) - 14.07 \frac{x^2}{2}$$



$$X= 0 \left\{ \begin{array}{l} T= -23.55 \text{ KN} \\ M= 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$X= 0.84 \left\{ \begin{array}{l} T= -11.72 \text{ KN} \\ M= 14.82 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ L'abscisse du moment max (M max)

$$1.55 \leq x \leq 3.95$$

$$-3.18 + R_A - q u_1 \times 1.55 - q u_2 (x - 1.55) = 0$$

$$-3.18 + 54.54 - 14.07 \times 1.55 - 17.2(x - 1.55) = 0 \rightarrow X = 3.27$$

✓ Le moment max (M_{\max}) est à ($x = 3.27$) section 2-2 : $1.55 \leq x \leq 3.95$

$$M(3.27) = -3.18(x) - q u_1 \times \frac{(1.55)^2}{2} - q u_2 \frac{(x - 1.55)^2}{2} + R_A(x)$$

$$M(3.27) = 54.09 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en travée à l'ELU

$$M_t = 0.85 M_0 = 45.97 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en appuis à l'ELU

$$M_a = 0.3 M_0 = 16.23 \text{ KN.m}$$

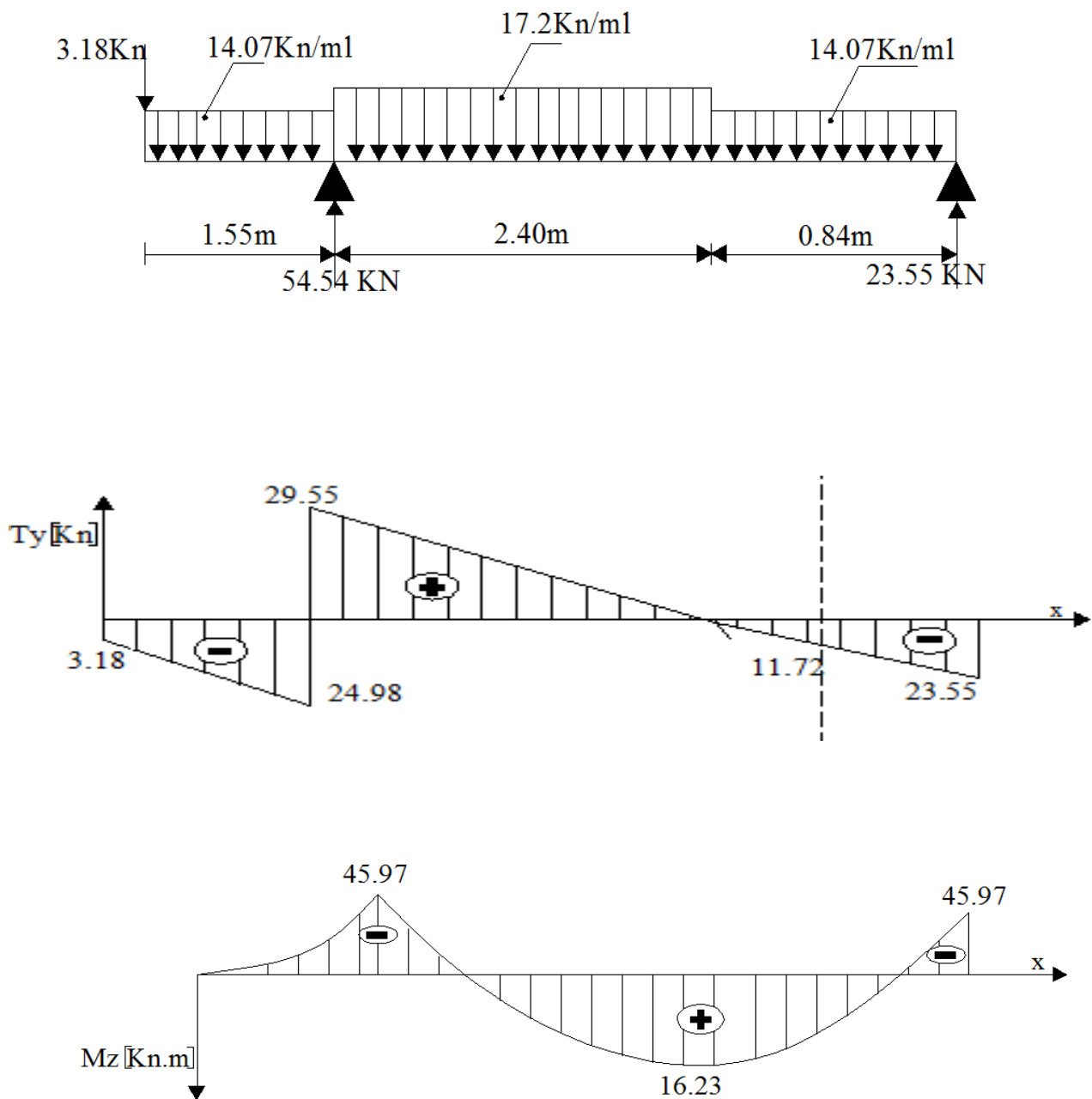


Figure III. 17 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU.

2- Ferrailage à L'ELU

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

a. Armatures principales

✓ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{B \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{45.97 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.066$$

$$\mu_{bu} = 0.066 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow SSA \quad \rightarrow \quad \beta = 0.966 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.0854$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{45.97 \times 10^3}{0.966 \times 22 \times 348} = 6.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5HA14 = 7.69 \text{ cm}^2 \quad St = \frac{100}{5} = 20$$

Avec un espacement de : 20 cm

Remarque : Puisque la flèche n'est pas vérifiée avec **4HA14** donc on opte pour **5HA14**.

✓ Aux appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{\beta x d x f_{bu}} = \frac{16.23 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$\mu_{bu} = 0.023 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow SSA \quad \rightarrow \quad \beta = 0.988 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.0304$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{16.23 \times 10^3}{0.988 \times 22 \times 348} = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \quad St = \frac{100}{3} = 30 \text{ cm} \quad \text{Avec un espacement de : 30 cm}$$

b. Armatures de répartition

✓ En travée

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Avec un espacement de : 25 cm

✓ Aux appuis

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Avec un espacement de : 25 cm

III.5.4. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

BAEL91 modifiée99 (Art A.4.2.1).

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{min}$ Condition vérifiée.
- **Aux appuis :** $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min}$ Condition vérifiée.

b. Ecartement des barres

BAEL91 modifiée99 (Art A.8.2.42).

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

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

Avec : $h = 25 \text{ cm}$

En travée : $e = 20 \text{ cm}$

Aux appuis : $e = 30 \text{ cm}$



$< 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

• Armatures de répartition

$$e \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

Avec : $h = 25 \text{ cm}$

En travée : $e = 25 \text{ cm}$

Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$



$< 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

c. Vérification au cisaillement

BAEL91 modifiée99 (Art A.5.1.211).

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement du cas le plus défavorable suffira.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{29.55 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0.134 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

d. Influence de l'effort tranchant

BAEL91 modifiée99 (Art A.5.1.313).

• Influence sur le béton

Il faut vérifier que : $T_{u\max} \leq \overline{T_u}$

$$\overline{T_u} = 0.4 b (0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 100 \times (0.9 \times 22) \times \frac{25 \times 10^2}{1.5} = 1320000 \text{ N} = 1320 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = 29.55 \text{ KN}$$

$T_{u\max} \leq \overline{T_u}$ Condition vérifiée.

• Influence sur les aciers

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{u\max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{u\max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(29.55 + \frac{16.23 \times 10^5}{0.9 \times 22} \right) = 3.20 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 3.20 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

e. Vérification de la contrainte d'adhérence

BAEL91 modifiée99 (Art A.6.1.3).

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \Sigma u_i}$$

✓ En travée

$$\Sigma U_i = n \times \emptyset \times \pi = 5 \times 14 \times 3.14 = 219.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma u_i} = \frac{29.55 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 219.8} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.68 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Aux appuis

$$\Sigma U_i = n \times \emptyset \times \pi = 3 \times 12 \times 3.14 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma u_i} = \frac{29.55 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 113.04} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.32 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

f. Ancrage des armatures aux appuis

BAEL91 modifiée99 (Art A.6.1.21).

$$\tau_{se} 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm}$$

$$L_s = 42.33 \text{ cm}$$

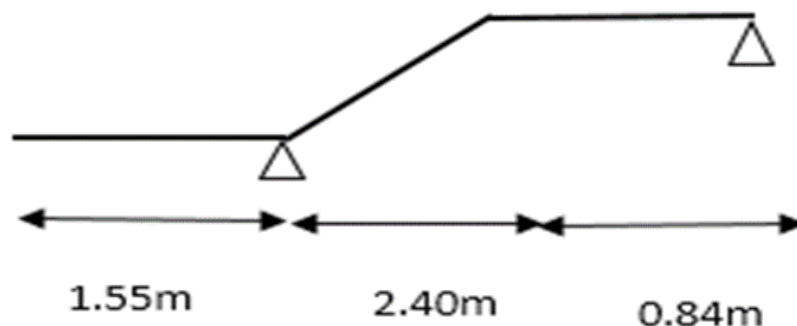
L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le **BAEL** propose de munir les barres d'un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à : **0.4Ls** (Art A.6.1.2.5 /BAEL91).

0.4Ls s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe Fe E 400 ou Fe E 500.

$$L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.33 \text{ cm} = \mathbf{17 \text{ cm}}$$

III.5.5.Calcul à l'ELS



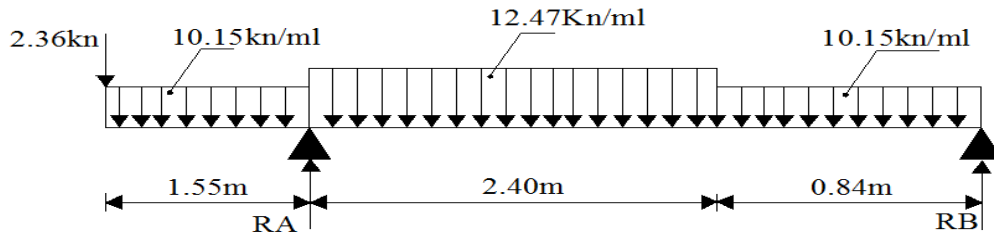


Figure III. 18 : Schéma statique de calcul à ELS.

1- Calcul des réactions

➤ $\sum F/y = 0$

$$R_A + R_B - q_{s1} \times 1.55 - q_{s2} \times 2.4 - q_{s1} \times 0.84 + 2.36 = 0$$

$$R_A + R_B - 10.15 \times 1.55 - 12.47 \times 2.4 - 10.15 \times 0.84 + 2.36 = 0$$

$$R_A + R_B = 15.73 + 29.93 + 8.526 + 2.36$$

$$R_A + R_B = 56.55 \text{ KN}$$

➤ $\sum M/B = 0$

$$\frac{q_{s1} \times 0.84^2}{2} + q_{s2} \times 2.4 \times 2.04 + q_{s1} \times 1.55 \times 4.015 - R_A \times 3.24 = 0$$

$$\frac{10.15 \times 0.84^2}{2} + 12.47 \times 2.4 \times 2.04 + 10.15 \times 1.55 \times 4.015 - R_A \times 3.24 = 0$$

$$3.58 + 61.05 + 63.16 - 3.24 \times R_A = 0$$

$$R_A = \frac{127.79}{3.24} \rightarrow R_A = 39.44 \text{ KN}$$

➤ $R_A + R_B = 56.55 \text{ KN}$

$$R_B = 56.55 - 39.44 \rightarrow R_B = 17.11 \text{ KN}$$

✓ Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.55$

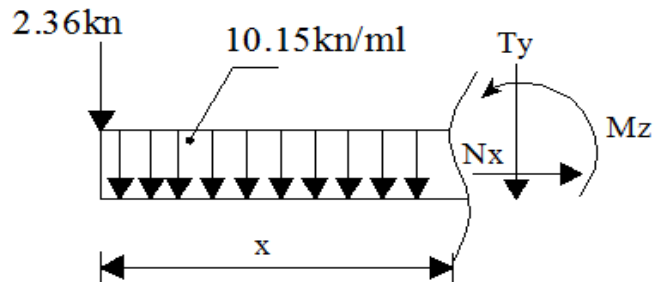
$$T(x) = -q_{s1}(x) - 2.36$$

$$= -10.15(x) - 2.36$$

$$M(x) = -\frac{q_{s1} x^2}{2} - 2.36(x)$$

$$= -\frac{10.15x(1.55)^2}{2} - 2.36(x)$$

$$X=0 \begin{cases} T = -2.36 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

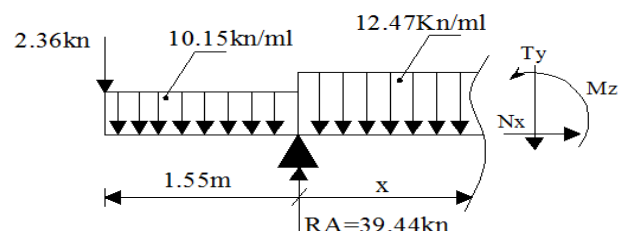


$$X=1.55 \begin{cases} T = -18.09 \text{ KN} \\ M = -15.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Section 2-2 : $1.55 \leq x \leq 3.95$

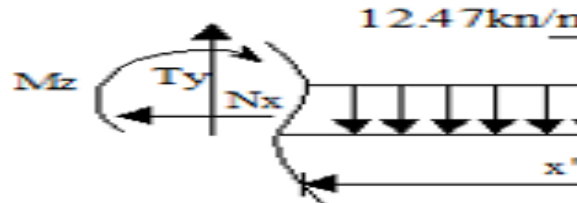
$$T(x) = -2.36 + R_A - q_{s1} \times 1.55 - q_{s2}(x - 1.55)$$

$$M(x) = -2.36(x) - q_{s1} \times \frac{(1.55)^2}{2} - q_{s2} \times \frac{(x-1.55)^2}{2} + R_A x$$



$$X=1.55 \left\{ \begin{array}{l} T=21.35 \text{ KN} \\ M=-15.85 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$X=3.95 \left\{ \begin{array}{l} T=-8.58 \text{ KN} \\ M=42.89 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



✓ Section 3-3 : $0 \leq x \leq 0.84$

$$T(x) = -R_B + q s_1(x)$$

$$= -17.11 + 10.15(x)$$

$$M(x) = R_B(x) - q s_1 \frac{x^2}{2}$$

$$= 17.11(x) - 10.15 \frac{x^2}{2}$$

$$X=0 \left\{ \begin{array}{l} T=-17.11 \text{ KN} \\ M=0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$X=0.84 \left\{ \begin{array}{l} T=-8.58 \text{ KN} \\ M=10.79 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• L'abscisse du moment max (M max)

$$1.55 \leq x \leq 3.95$$

$$-2.36 + R_A - q s_1 \times 1.55 - q s_2 (x - 1.55) = 0$$

$$-2.36 + 39.44 - 10.15 \times 1.55 - 12.47(x - 1.55) = 0 \rightarrow X=3.27$$

• Le moment max (M max) est à ($x = 3.27$) section 2-2 : $1.55 \leq x \leq 3.95$

$$T(x) = -2.36 + R_A - q s_1 \times 1.55 - q s_2 (x - 1.55)$$

$$M(x) = -2.36(x) - q s_1 \times \frac{(1.55)^2}{2} - q s_2 \frac{(x-1.55)^2}{2} + R_A(x)$$

$$X=3.27 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(3.27) = 0 \text{ KN} \\ M(3.27) = 38.67 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Moment en travée à l'ELU

$$M_t = 0.85 M_0 = 32.87 \text{ KN.m}$$

• Moment en appuis à l'ELU

$$M_a = 0.3 M_0 = 11.60 \text{ KN.m}$$

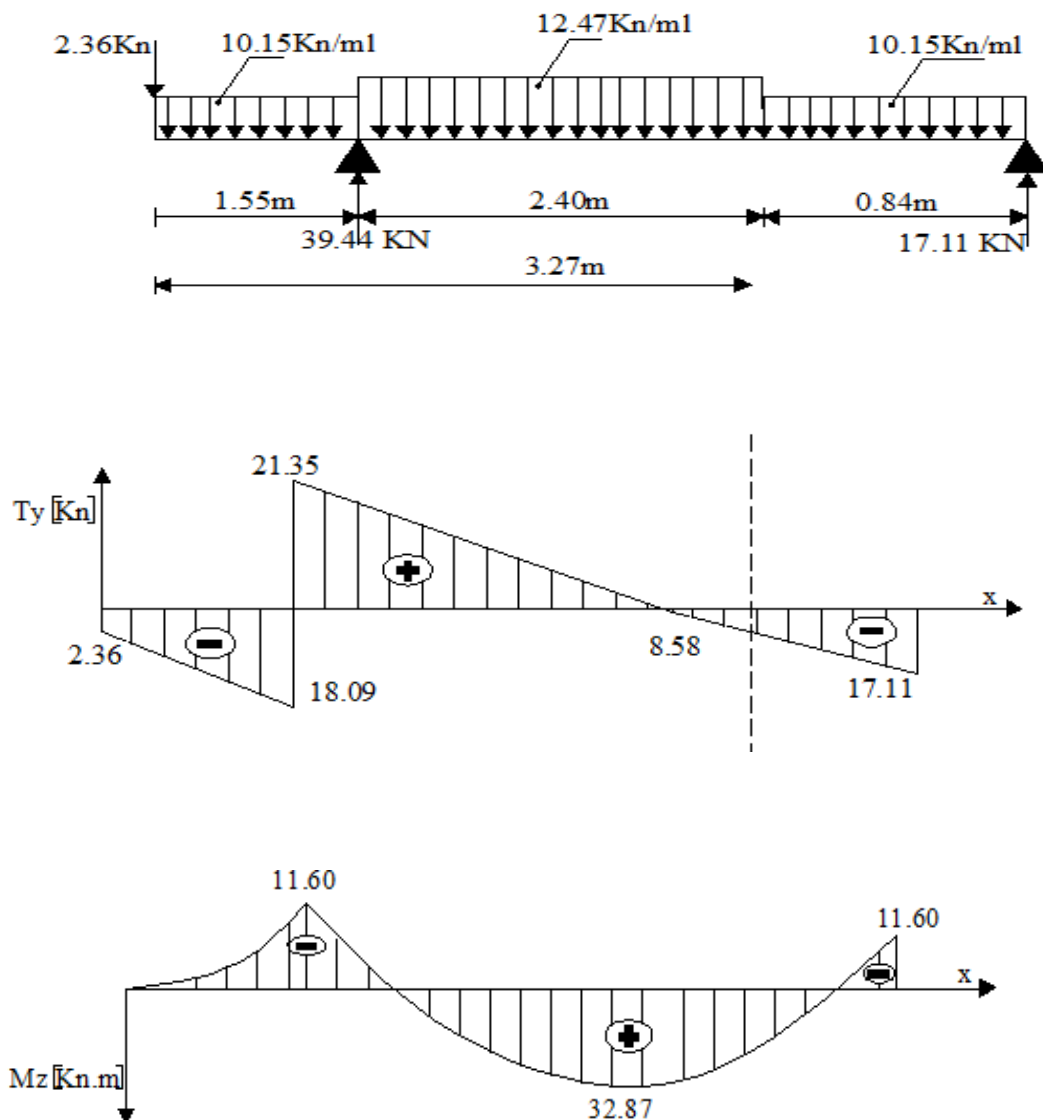


Figure III. 19 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS.

III.5.6. Vérifications à l'ELS

a. Etat limite d'ouverture des fissures

BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3).

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression de béton

BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2).

✓ En travée

• Contraintes dans l'acier

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 22} = 0.351$$

$$\rho = 0.351 \rightarrow \beta = 0.908 \quad \alpha_1 = 0.276 \quad \rightarrow K = 39.35$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{32.87 \times 10^6}{0.908 \times 220 \times 7.69 \times 10^2} = 213.97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{St} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Contraintes dans le béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{213.97}{39.35} = 5.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Aux appuis

• Contraintes dans l'acier

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{100 \times 22} = 0.154$$

$$\rho = 0.154 \rightarrow \beta = 0.936 \quad \alpha_1 = 0.192 \rightarrow K = 63.12$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{11.60 \times 10^6}{0.936 \times 220 \times 3.39 \times 10^2} = 166.17 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{St} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Contraintes dans le béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{166.17}{63.12} = 2.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.7. Vérification de la flèche

BAEL91 modifié 99(Art. B.6.5.2).

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{479} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{25}{479} = 0.052 < \frac{32.87}{10(38.67)} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{7.69}{100 \times 22} = 0.003 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut faire le calcul de la flèche.

$$\overline{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si la portée } L \leq 5.00 \text{ m}$$

$$\text{Si non} \quad \overline{f} = 0.005 + \frac{L}{1000} \quad L : \text{ exprimé en mètre.}$$

$$f = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = 0.005 + \frac{L}{1000}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.87.87 \text{ MPa}$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 25 + 15 \times 7.69 = 2615.35 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 22 = 33787.7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{33787.7}{2615.35} = 12.92 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12.92 = 12.08 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (12.92^3 + 12.08^3) + 15 \times 7.69 (12.08 - 3)^2$$

$$I = 140159.52 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} \times L^4}{I \times E_v} = \frac{5}{384} \times \frac{12.47 \times 4.79^4}{140159.52 \times 10^3 \times 10818.87 \times 10^{-8}} = 0.006$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.79}{500} = 0.009$$

$$\bar{f} \leq f \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.6.Poutre Palière

III.6.1.Définition

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire ($b \times h$), considérée comme semi-encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur et la réaction du palier.

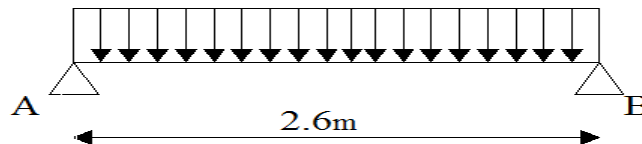


Figure III. 20 : Schéma statique de la poutre palière.

III.6.2.Pré dimensionnement

a. La hauteur

$$\frac{L}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L}{10}$$

$$L_{max} = 260 \text{ cm}$$

$$\frac{260}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{260}{10}$$

$$17.33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 26 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur : **h_{pp} = 30 cm**

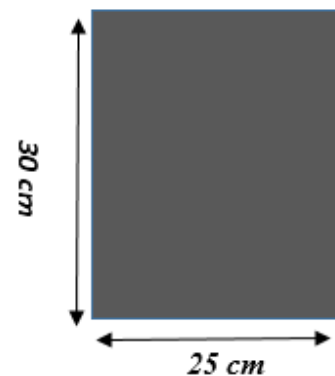
b. La largeur

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

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : **b = 25 cm**



Dimensions de la poutre palière

c. Vérification (RPA99)

$b \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = 1.2 < 4$ Condition vérifiée.

III.6.3.Calcul des charges.

a. Charges permanentes.

Calcul du poids propre G_p de la poutre

$$G_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.87 \text{ KN/ml}$$

b. Calcul de la charge due au poids du mur

$$\text{Poids du mur/m}^2 = 2.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre : } h_e = 3.06 - 0.3 = 2.76 \text{ m}$$

$$G_{\text{mur}} = 2.36 \times (3.06 - 0.3) = 6.51 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = G_p + G_{\text{mur}} = 8.38 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction du palier à l'ELU : } R_a = 54.54 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction du palier à l'ELS : } R_a = 39.44 \text{ KN/ml}$$

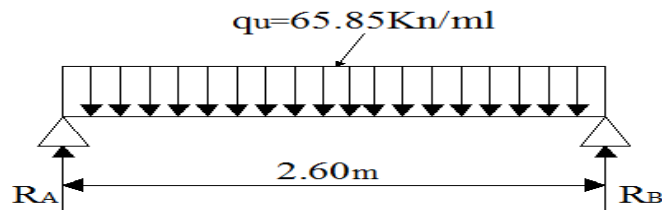
c. Combinaisons des charges

Etat limite ultime (ELU)

$$q_u = 1.35 \times G_t + R_a = 1.35 \times 8.38 + 54.54 = 65.85 \text{ KN/ml}$$

Etat limite de service (ELS)

$$q_s = G_t + R_a = 8.38 + 39.44 = 47.82 \text{ KN/ml}$$

III.6.4. Étude de la poutre à l'ELU**• Réactions d'appuis**

$$R_a = R_b = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{65.85 \times 2.6}{2} = 85.60 \text{ KN}$$

• Effort tranchant

$$T(x) = R_a - q_u \times (x) = 85.60 - 65.85(x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 85.60 \text{ KN} \\ T(2.60) = -85.60 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{65.85 \times 2.6^2}{8} = 55.64 \text{ KN.m}$$

• Correction des moments

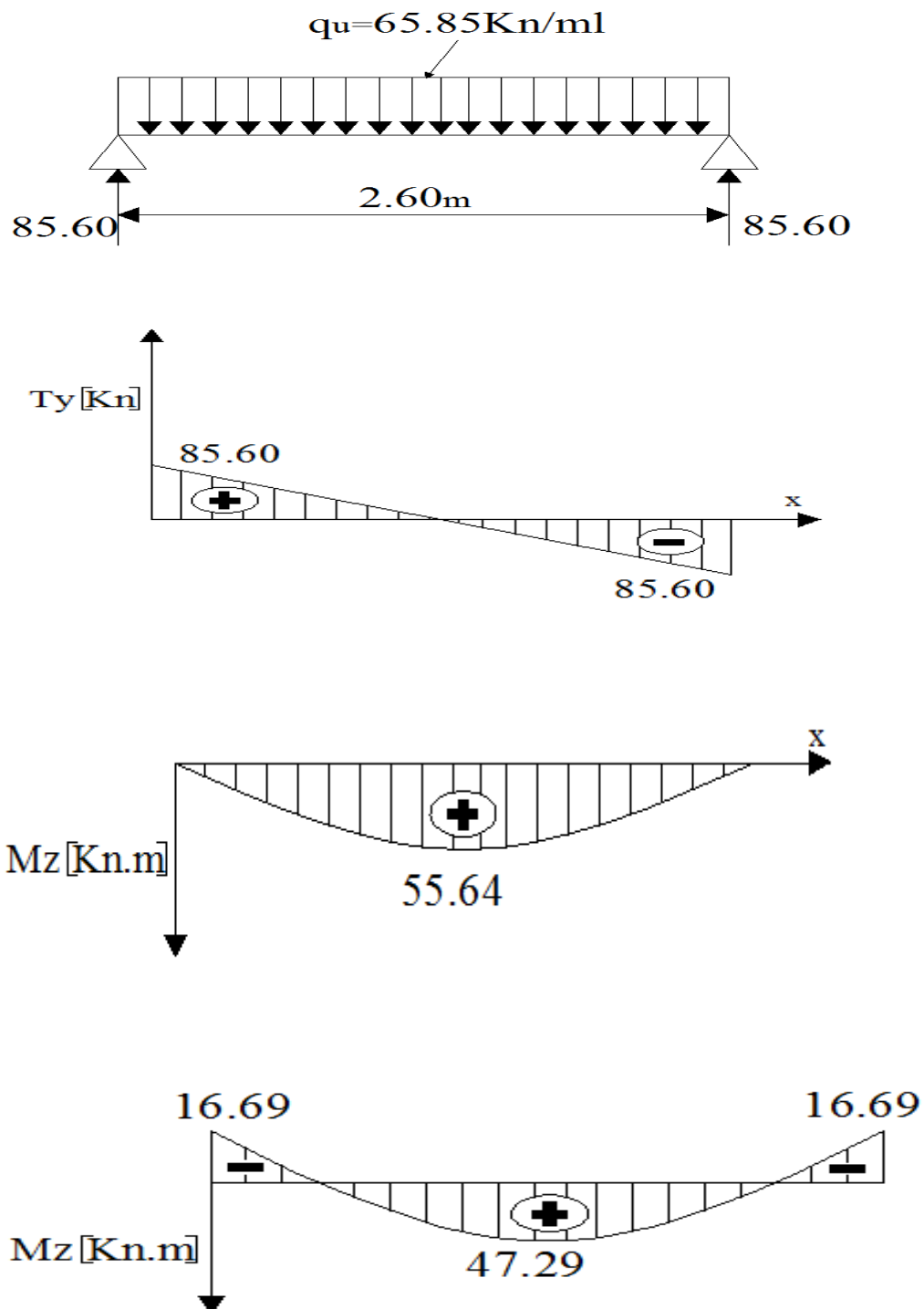
✓ En travée

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 55.64 = 47.29 \text{ KN.m}$$

✓ Aux appuis

$$M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 55.64 = 16.69 \text{ KN.m}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.



III.6.5.Ferrailage à l'ELU des armatures longitudinales

✓ En travée

$$\mu_t = \frac{M_t}{B \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47.29 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.18$$

$$\mu_t = 0.18 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_t < \mu_1 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.900 \quad \alpha = 0.2500$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{47.29 \times 10^3}{0.900 \times 27 \times 348} = 5.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 + 2\text{HA}12 = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2}$$

✓ Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{B \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.69 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.064$$

$$\mu_a = 0.064 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_a < \mu_1 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.967 \quad \alpha = 0.0828$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.69 \times 10^3}{0.967 \times 27 \times 348} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{3\text{HA}12 = 3.33 \text{ cm}^2}$$

III.6.6.Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

BAEL9 1 modifié 99(Art A.4.2.1).

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

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 25 \times 27 = 0.81 \text{ cm}^2$$

En travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b. Vérification aux cisaillements

BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.1).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{85.60 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de cisaillement.

d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis BAEL91 modifié 99 (Art A.5.1.313).**➤ Influence sur le béton**

$$T_{u \max} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq 0.4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.27 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 85.60 \text{ KN} \leq 405 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur les aciers

On doit vérifier

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{u \max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \quad \text{avec : } A_a = 3.33 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{u \max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(85.60 \times 10^3 + \frac{16.69 \times 10^5}{0.9 \times 27} \right) = 4.43 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.33 \text{ cm}^2 < 4.43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée avec **2HA12** on a opté pour **4HA12**.

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 < 4.43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \Sigma_{ui}}$$

Avec : Σ_{ui} = Somme des périmètres utile des armatures

$$\Sigma_{ui} = n \phi \pi$$

n : nombre des barres

✓ En travées

$$\Sigma_{ui} = n \phi \pi = 5 \times 12 \times 3.14 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{85.60 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 188.4} = 1.87 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Aux appuis

$$\Sigma_{ui} = n \phi \pi = 6 \times 12 \times 3.14 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{85.60 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 226.08} = 2.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

f. Ancrage des barres

BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.21).

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm}$$

$$L_s = 42.33 \text{ cm}$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le **BAEL** propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement dont la longueur d'ancrage est fixée à : **0.4L_s** **BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.2.5).**

0.4 L_s s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe Fe E 400 ou Fe E 500.

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = \mathbf{17 \text{ cm}}$$

III.6.7.Calcul des armatures transversales

➤ **Diamètre**

BAEL91 modifiées 99. (Art. A.7.2.2).

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{\max} \right\}$$

$$\phi_{\max} : \text{diamètre maximal des armatures longitudinales} = 1.2 \text{ cm}$$

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} ; \frac{25}{10} ; 1.2 \right\} \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 0.85 ; 2.5 ; 1.2 \} \text{ cm}$$

On opte pour $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (1 cadre + 1 étrier).

➤ **Espacement**

BAEL 91 modifiées 99 (Art. A.5.1.22).

$$S_{t \max} \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 24.3 ; 40 \text{ cm} \}$$

On opte pour **S_{t max} = 20 cm.**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{2.01 \times 400}{25 \times 20} = 1.608 > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)

L'espacement doit vérifier :

➤ En zone nodale (appuis)

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \{7.5; 14.4\} \text{ cm}$$

➤ En zone courante (travée)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

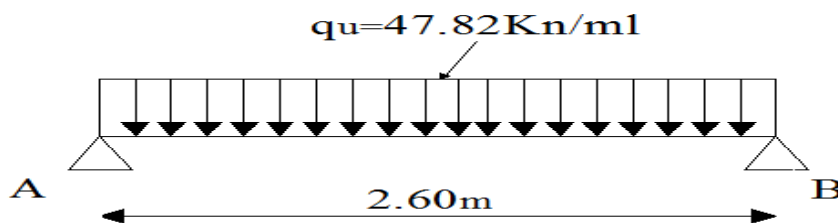
$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

La section d'armatures transversales doit vérifier

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{t \min} = 0.003 S \times b = 0.003 \times 7 \times 25 = 0.525 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.8. Étude de la poutre à l'ELS



• Réactions d'appuis

$$R_a = R_b = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{47.82 \times 2.6}{2} = 62.16 \text{ KN}$$

• Effort tranchant

$$T_s = R_a = R_b = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{47.82 \times 2.6}{2} = 62.16 \text{ KN}$$

• Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{47.82 \times 2.6^2}{8} = 40.40 \text{ KN.m}$$

• Correction des moments

➤ Aux appuis

$$M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 40.40 = 12.12 \text{ KN.m}$$

➤ En travée

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 40.40 = 34.34 \text{ KN.m}$$

III.6.9. Vérifications à L'ELS

a. Etat limite d'ouverture des fissures

BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3).

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression de béton

BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2).

✓ En travée

• Contraintes dans l'acier

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{25 \times 27} = 0.83$$

$$\rho = 0.83 \rightarrow \beta = 0.870 \quad \alpha_1 = 0.390 \rightarrow K = 23.46$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{34.34 \times 10^6}{0.870 \times 220 \times 5.65 \times 10^2} = 317.55 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{St}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{St}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• Contraintes dans le béton

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{317.55}{23.46} = 13.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{St}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Aux appuis

• Contraintes dans l'acier

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{25 \times 27} = 0.669$$

$$\rho = 0.669 \rightarrow \beta = 0.878 \quad \alpha_1 = 0.366 \rightarrow K = 25.98$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{12.12 \times 10^6}{0.878 \times 220 \times 4.52 \times 10^2} = 138.82 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{St}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{St}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Contraintes dans le béton

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{138.82}{25.98} = 5.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.10. Vérification de la flèche**BAEL91 modifié 99(Art. B.6.5.2).**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{260} = 0.096 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \rightarrow \frac{25}{260} = 0.096 > \frac{34.34}{10(40.40)} = 0.085 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{25 \times 27} = 0.008 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas la peine de faire le calcul de la flèche.

III.7.Calcul des balcons

III.7.1. Introduction

Les balcons à calculer sont en dalle pleine de 15 cm d'épaisseur (voir chapitre 2), ils reposent sur 3 appuis comme montré sur le schéma ci-dessous

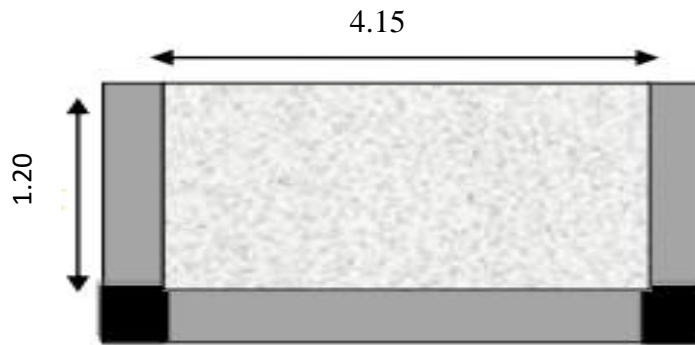


Figure III. 21 : Dalles sur trois appuis.

III.7.2.Calcul des sollicitations

Poids de la dalle : $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$ (voir chapitre 2)

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{4.15} = 0.28$$

$\rho < 0,4 \longrightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion suivant l_x).

III.7.3.Combinaison de charges

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.42 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = (5.31 + 3.5) \times 1 = 8.81 \text{ KN/ml}$$

III.7.4.Calcul à l'ELU

• Méthode de calcul

On utilise la théorie des lignes de rupture, et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit : deux cas peuvent se présenter.

1^{er} cas

$$\text{Si } l_x < \frac{l_y}{2}$$

$$M_0^x = \frac{p \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{3}$$

$$M_0^y = \frac{p \times l_x^3}{6}$$

2^{ème} cas

$$\text{Si } l_x \geq \frac{l_y}{2}$$

$$M_0^x = \frac{p \times l_y^3}{24}$$

$$M_0^y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{p \times l_y^3}{48}$$

Dans notre cas, on a :

$$l_x = 1.20 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = \frac{4.15}{2} = 2.075 \text{ m}, \text{ donc on est dans le 1^{er} cas}$$

$$M_0^x = \frac{12.42 \times 1.2^2 \times 4.15}{2} - \frac{2 \times 12.42 \times 1.2^3}{3} = 22.80 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{p \times l_x^3}{6} = \frac{12.42 \times 1.2^2}{6} = 12.98 \text{ KN.m}$$

- Le moment en travée**

$$M_t^x = 0.95 M_0^x = 0.95 \times 22.80 = 21.66 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.95 M_0^y = 0.95 \times 12.98 = 12.33 \text{ KN.m}$$

- Le moment en appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 M_0^x = -0.3 \times 21.66 = 6.49 \text{ KN.m}$$

- Efforts tranchants**

BAEL91/modifié99 (Art6.6).

$$V_x = p_u \cdot \frac{l_x}{2} \left(\frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \right) = 12.42 \cdot \frac{1.2}{2} \left(\frac{4.15^4}{4.15^4 + 1.2^4} \right) = 3.59 \text{ KN}$$

$$V_y = p_u \cdot \frac{l_y}{2} \left(\frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \right) = 12.42 \cdot \frac{4.15}{2} \left(\frac{1.2^4}{4.15^4 + 1.2^4} \right) = 0.086 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 3.59 \text{ KN}$$

III.7.5.Ferraillage de la dalle

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e=15cm).

Le diamètre des armatures :

$$\varphi \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \varphi = 12 \text{ mm}$$

On prend l'enrobage c'= 3 cm

$$\text{Le sens x-x : } dx = e - \frac{\varphi}{2} - c' = 11.4 \text{ cm}$$

$$\text{Le sens y-y : } dy = dx - \left(\frac{\varphi_x}{2} + \frac{\varphi_y}{2} \right) = 13 \text{ cm}$$

✓ En travée

• Armatures dans le sens x-x

$$M_t^x = 21.66 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{21.66 \times 10^6}{1000 \times 114^2 \times 14.2} = 0.117 < 0.392 \quad \text{section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.117 \quad \beta = 0.937 \quad \alpha = 0.1574$$

$$A = \frac{M_t^x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21.66 \times 10^3}{0.937 \times 11.4 \times 348} = 5.82 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 = 6.15 cm² avec un espacement : St = 25cm.

• Armatures dans le sens y-y

$$M_t^y = 12.33 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{12.33 \times 10^6}{1000 \times 103^2 \times 14.2} = 0.081 < 0.392 \quad \text{section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.081 \quad \beta = 0.957 \quad \alpha = 0.1071$$

$$A = \frac{M_t^y}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.33 \times 10^3}{0.957 \times 10.3 \times 348} = 3.59 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm² avec un espacement : St = 25cm.

✓ Aux appuis

$$M_a = -13.8 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{6.49 \times 10^6}{1000 \times 114^2 \times 14.2} = 0.035 < 0.392 \quad \text{section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.035 \quad \beta = 0.982 \quad \alpha = 0.0459$$

$$A = \frac{M_a^x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.49 \times 10^3}{0.982 \times 11.4 \times 348} = 1.66 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA8 = 2.01cm² avec un espacement: St = 25cm.

III.7.6.Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité :

(BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4).

✓ En travée

• Dans le sens x-x

$$w_x = \frac{A_{\min}}{b \times h} \geq w_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

$$A_{x \min} = w_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] b h$$

$$A_{x \min} = 0.0008 \left(\frac{1}{2} \right) [3 - 0.29] 100 \times 15 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 6.15 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Dans le sens y-y

$$A_{y \min} = W_0 \times b \times h$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 15$$

$$A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 4.52 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Aux appuis

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacements des armatures : (BAEL91modifié 99/Art A.8.2.42).

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées).

• Armatures principales

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

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{45 ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Armatures de répartitions

$$S_t \leq \min\{4h ; 45 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{60 ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la contrainte tangentielle BAEL91modifié 99(Art A.5.2.2).

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{\max} = 3.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{3.59 \times 10^3}{1000 \times 114} = 0.031 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.031 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.7.7. Vérification à l'ELS

a. Combinaison de charges à l'ELS

$$q_s = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/ml}$$

$$M_x = \frac{8.81 \times 1.2^2}{2} \times 4.15 - 2 \times \frac{8.81 \times 1.2^2}{3} = 17.86 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{8.81 \times 1.2^2}{6} = 2.11 \text{ KN.m}$$

• **Le moment en travée**

$$M_{tx} = 0.95 M_x = 0.95 \times 17.86 = 16.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.95 M_y = 0.95 \times 2.11 = 2.00 \text{ KN.m}$$

• **Le moment en appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 M_x = 0.3 \times 17.86 = 5.358 \text{ KN.m}$$

b. Etat limite de compression de béton **BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2).**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} x y^3 + 15 x A x (d - y)^2$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	sens	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	x-x	16.96	5646.20	3.31	9.94	15	Conditions Vérifiées
	y-y	2.11	4300.45	3.75	1.83	15	
Appuis	x-x	5.358	3112.75	2.33	4.01	15	
	y-y	5.358	3112.75	2.3	4.01	15	

• **Vérification de la flèche**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80} l_x ; \frac{M_t^x}{20 M_0^x} l_x\right)$$

$$e \geq \max(0.045 ; 0.057) = 0.057 \text{ m}$$

$$e = 0.15 \text{ m} \geq 0.057 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) A_t^x = \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = 0,0009 \text{ m}^2$$

$$A_t^x = 6.15 \text{ cm}^2 < 9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion

La dalle pleine sera ferrillée comme suit :

➤ En travées

4HA14 (sens x-x) **St=25cm**

4HA12(sens y-y) **St=25cm**

➤ En appuis

4HA8 (sens x-x) **St=25cm**

4HA8 (sens y-y) **St=25cm**

III.8. Plancher en dalle pleine

III.8.1. Introduction

La partie centrale du plancher est constituée d'un seul type de dalle pleine, d'épaisseurs de 20 cm.

III.8.2 Calcul des sollicitations

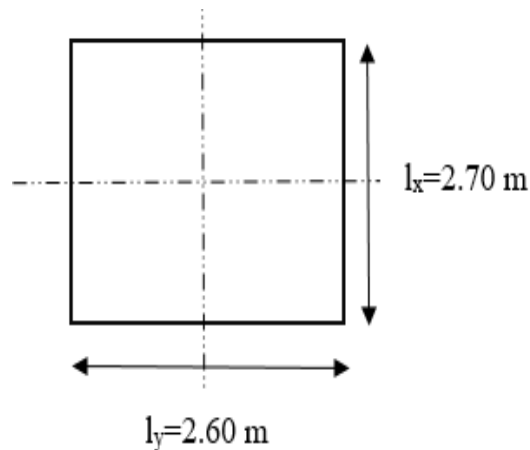
Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le BAEL 91.

Soit l_x , l_y distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de surface. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$$= \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.6}{2.7} = 0.96$$

$$= 0.4 \leq 0.96 \leq 1$$

La dalle travaille dans les deux sens.



III.8.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU)

$$\begin{cases} \rho = 0.96 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \quad \mu_x = 0.0401 \quad \text{Et} \quad \mu_y = 0.911$$

Poids de la dalle : $G = 7.3 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

III.8.4. Combinaison de charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.3 + 1.5 \times 1.5 = 12.11 \text{ KN/m}^2$$

III.8.5. Moments dus au poids propre

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \quad \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \quad \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν

$$\nu : \text{Coefficient de POISSON} \quad \begin{cases} \text{ELU : } \nu = 0 \\ \text{ELS : } \nu = 0.2 \end{cases}$$

AN:

$$M_x = 0.0401 \times 12.11 \times 2.6^2 = 3.28 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.911 \times 3.28 = 2.988 \text{ KN.m}$$

III.8.6. Correction des moments

➤ En travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 3.28 = 2.79 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 2.988 = 2.54 \text{ KN.m}$$

➤ Aux appuis :

$$M_a^x = -0.3 M_x = -0.3 \times 3.28 = -0.984 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.5 M_y = -0.5 \times 2.988 = -1.494 \text{ KN.m}$$

III.8.7. Ferrailage

➤ En travée

Selon x-x

$$M_t^x = 2.79 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{2.79 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.007 < 0.392 \quad \text{section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.007 \quad \beta = 0.996 \quad \alpha = 0.01$$

$$A = \frac{M_t^x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.79 \times 10^3}{0.996 \times 17 \times 348} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement : St = 25cm.

Selon y-y

$$M_t^y = 2.54 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{2.54 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.007 < 0.392 \quad \text{section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.007 \quad \beta = 0.996 \quad \alpha = 0.01$$

$$A = \frac{M_t^y}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.54 \times 10^3}{0.996 \times 16 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement : St = 25cm.

➤ Aux appuis

Selon x-x

$M_a^x = -0.984 \text{ KN.m.}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{0.984 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.002 < 0.392 \quad \text{section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.002 \quad \beta = 0.999 \quad \alpha = 0.0025$$

$$A = \frac{M_a^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.984 \times 10^3}{0.999 \times 17 \times 348} = 0.17 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $St = 25 \text{ cm.}$

III.8.8. Verification à l'ELU

a. Condition de non fragilité :

(BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4).

1/ Section minimale suivant l_x :

$$w_x = \frac{A_{\min}}{b \times h} \geq w_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : Section totale du béton.

W_0 : Taux d'acier minimal = 0.0008 pour Fe E400.

W_{ax} : Pourcentage d'acier en travée dans le sens X-X.

$$A_{x_{\min}} = w_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] b h$$

$$A_{x_{\min}} = 0.0008 \left(\frac{1}{2} \right) [3 - 0.96] 100 \times 20 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{x_{\min}} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_{tx} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{x_{\min}} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_{ax} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2/ Section minimale suivant l_y

$$W_y \geq W_0 \dots A_{y \min} = W_0 \times b \times h$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 20$$

$$A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacements des armatures :

(BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42).

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées).

1. Armatures en travées

➤ Sens l_x : $S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\}$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{60 ; 33 \text{ cm}\}$ Condition vérifiée.

➤ Sens l_y : $S_t \leq \min\{4h ; 45 \text{ cm}\}$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{80 ; 45 \text{ cm}\}$ Condition vérifiée.

2. Armatures aux appuis :

➤ Sens l_x : $S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\}$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{60 ; 33 \text{ cm}\}$ Condition vérifiée.

c. Diamètre maximal des armatures : (BAEL91modifié 99/Art A.7.21).

On doit vérifier que :

$$\varphi \leq \varphi_{\max} = h/10 = 200/10 = 20 \text{ mm}$$

$\varphi = 10 \text{ mm} < \varphi_{\max} = 20 \text{ mm}$ Condition vérifiée

d. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91modifié 99/Art A.5.2.2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0.9 h_t = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

• Au milieu de l_y

$$T_u^1 = P / (2l_x + l_y)$$

$$\text{Avec } P = q l_x l_y = 12.11 \times 2.6 \times 2.7 = 85.01 \text{ KN}$$

$$T_u^1 = 85.01 / (2 \times 2.6 + 2.7) = 10.76 \text{ KN}$$

• Au milieu de l_x

$$T_u^2 = \frac{P}{3 \times l_y}$$

$$T_u^2 = \frac{85.01}{3 \times 2.7} = 10.49 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } T_u = \max(T_u^1, T_u^2) = 10.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{10.76 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.059 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.059 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Remarque : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

Ψ_s : Coefficient de scellement

Ψ_s : 1.5 pour les H.A

Ψ_s : 1 pour les R.L

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime

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

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

Avec : $\sum u_i$ = somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = n\pi\phi$$

n : nombre de barres

Remarque : Puisqu'on a opté le même ferrailage en travée et aux appuis donc la vérification est la même.

Dans le sens x-x :

$$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.49 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 0.51 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

Dans le sens y-y :

$$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.76 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

f. Longueur du scellement droit :

BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.22).

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_s : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\text{Pour } \phi = 1 \text{ cm} \longrightarrow L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \text{on prend } L_s = 40 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de **BAEL 91** admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

III.8.9. Vérification à l'ELS• **Combinaison de charges à l'ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 7.3 + 1.5 = 8.8 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.96 \\ \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \end{cases} \quad \mu_x = 0.0475 \quad \text{Et} \quad \mu_y = 0.939$$

AN:

$$M_x = 0.0475 \times 12.11 \times (2.6)^2 = 3.88 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.939 \times 3.88 = 3.64 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :➤ **En travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 3.88 = 3.298 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 3.64 = 3.094 \text{ KN.m}$$

a. Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures**BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3)**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression de béton**BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2).**

Dans le sens x-x

✓ **Contrainte dans l'acier**

On doit s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\rho(\%) = \frac{A_{st}}{b d} 100 = \frac{3.14}{100 \times 17} 100 = 0.185$$

$$\rho(\%) = 0.185 \quad K = 53.25 \quad \beta = 0.931$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_s \times \beta \times d} = \frac{3.298 \times 10^6}{314 \times (0.931) \times 170} = 66.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 66.36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Contrainte dans le béton**

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{66.36}{53.25} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.24 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens y-y

✓ **Contrainte dans l'acier**

On doit s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\rho(\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} 100 = \frac{3.14}{100 \times 17} 100 = 0.185$$

$$\rho(\%) = 0.185 \quad K = 53.25 \quad \beta = 0.931$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_s \times \beta \times d} = \frac{3.094 \times 10^6}{314 \times (0.931) \times 170} = 62.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 62.26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Contrainte dans le béton**

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{62.25}{53.25} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.16 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

c. Vérification de la flèche BAEL91 modifié 99(Art B.6.5.2).

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t^x}{20 M_0^x} \longrightarrow \frac{20}{260} = 0.076 > \frac{3.298}{20 \times 3.88} = 0.0425 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \longrightarrow \frac{3.14}{100 \times 17} = 0.0018 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion

La dalle pleine sera ferrillée comme suit :

➤ **En travées**

4HA10 (sens x-x) St=25cm

4HA10 (sens y-y) St=25cm

➤ **En appuis**

4HA10 (sens x-x) St=25cm

4HA10 (sens y-y) St=25cm

III.9.Étude de la salle machine

III.9.1.Dimensionnement de la dalle de la salle machine

La surface de la cabine est de : $1.40 \times 1.20 = 1.68 \text{ m}^2$

La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de $P = 9t$

La charge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/m^2

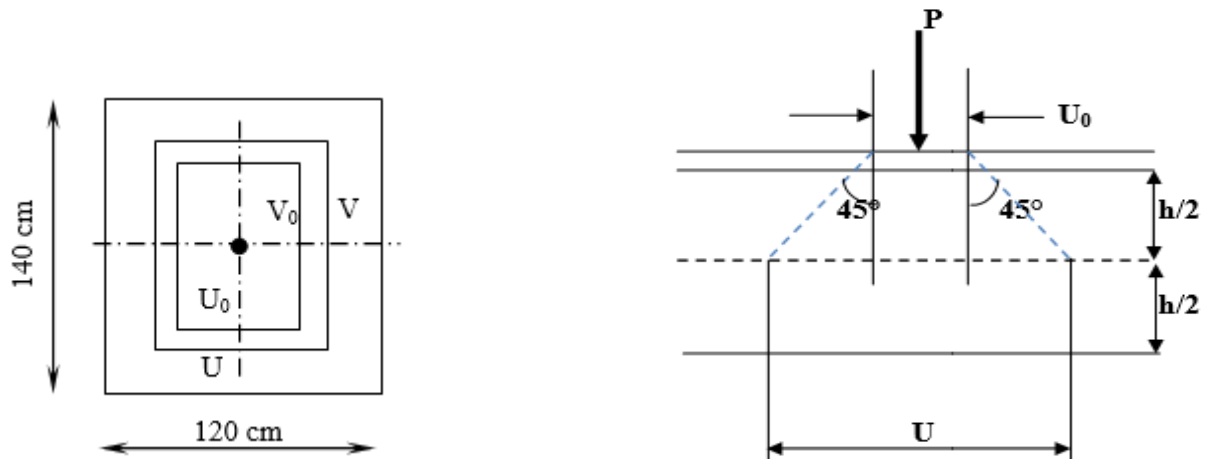


Figure III. 22 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

III.9.2.Epaisseur de la dalle

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{1.40} = 0.85 ; 0.4 \leq \rho \leq 1$$

la dalle travaille dans les deux sens

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{140}{30} = 4.6 \text{ cm}$$

Nous avons la limite de **RPA** minimale qui est de 12 cm, et pour nous on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

$$U = U_0 + \xi \cdot e + h_0$$

$$V = V_0 + \xi \cdot e + h_0$$

ξ : Coefficient de la nature de revêtement $\rightarrow \xi = 1$ (car le revêtement est aussi solide que le béton).

e : épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$).

h_0 : épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$: surface de contact, zone dans laquelle P est concentrée

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

III.8.3.Détermination des sollicitations**À l'ELU**

Poids propre de la dalle $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$ (bande de 1m de largeur).

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

$$\begin{cases} p_u = 1.35 \times p = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN} \\ q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.56 \text{ KN / mL} \end{cases}$$

Avec :

p_u : Charge concentrée du système de levage

q_u : Charge uniformément répartie

À l'ELS

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

III.9.4.Calcul à l'état limite ultime (ELU)

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$). Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux directions.

a. Les moments M_{x1} et M_{y1} engendré par le système de levage

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de POISSON} \quad \begin{cases} \text{ELU : } \nu = 0 \\ \text{ELS : } \nu = 0.2 \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U / L_x) et (V / L_y) dans les abaques de

PIGEAUD

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{1.4} = 0.85$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{120} = 0.875$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{140} = 0.75$$

$\rho = 0.8$			
	U/L_x V/L_y	0.8	0.9
Valeur de M1	0.7	0.069	0.063
	0.8	0.064	0.058
Valeur de M2	0.7	0.045	0.042
	0.8	0.040	0.037

Une double interpolation donne les valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = 0.875 \\ \frac{V}{l_y} = 0.75 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = 0.06, \quad M_2 = 0.04$$

$\rho = 0.9$			
	U/L_x V/L_y	0.8	0.9
Valeur de M1	0.7	0.065	0.058
	0.8	0.061	0.055
Valeur de M2	0.7	0.052	0.047
	0.8	0.047	0.043

Une double interpolation donne les valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = 0.875 \\ \frac{V}{l_y} = 0.75 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = 0.06, \quad M_2 = 0.05$$

Après interpolation

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{1.4} = 0.85 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{120} = 0.875 \\ \frac{v}{l_y} &= \frac{105}{140} = 0.75 \end{aligned} \right\} \quad M_1 = 0.06 \quad , \quad M_2 = 0.045$$

A l'ELU :

$$M_{x1} = P_u M_1$$

$$M_{y1} = P_u M_2$$

$$\text{AN: } \left\{ \begin{aligned} M_{x1} &= 121.5 \times 0.06 = 7.29 \text{ KN.m} \\ M_{y1} &= 121.5 \times 0.045 = 5.589 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

b. Calcul de M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions. Donc, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du (BAEL91 modifié 99).

$$I_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$$

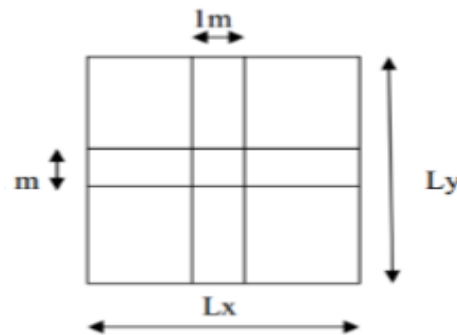
$$I_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Avec :

M_{x2} : Le moment fléchissant dans le sens de LX.

M_{y2} : Le moment fléchissant dans le sens de LY.

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et v



$$\left\{ \begin{aligned} \rho &= 0.85 \\ v &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \left\{ \begin{aligned} \mu_x &= 0.0509 \\ \mu_y &= 0.685 \end{aligned} \right.$$

$$M_{x2} = 0.0509 \times 6.56 \times (1.20)^2 = 0.480 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.685 \times 0.480 = 0.328 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.29 + 0.480 = 7.77 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.589 + 0.328 = 5.917 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0.95) en travée et (0.3) aux appuis.

Moment en travée

$$M_{tx} = 0.95 M_x = 0.95 (7.77) = 7.381 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.95 M_y = 0.95 (5.917) = 5.621 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis

$$M_{ax} = 0.3 M_x = -0.3 (7.381) = -2.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_y = -0.3 (5.621) = -1.686 \text{ KN.m}$$

d. Détermination de la section des armatures

✓ **Sens x-x**

• **En travée**

On a: $d = 12 \text{ cm}$, $c = 3 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $M_{tx} = 7.381 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.381 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu_b = 0.036 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S S A}$$

$$\mu_b = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{bd \sigma_{st}} = \frac{7.381 \times 10^3}{0.982 \times 12 \times 348} = 1.79 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adp} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Aux appuis**

$$M_{ax} = -2.21 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.21 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 12^2} = 0.01 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.01 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{2.21 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adp} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Sens y-y**

• **En travée**

On a: $d = 12 \text{ cm}$, $c = 3 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $M_{tx} = 5.621 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.621 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.027$$

$$\mu_b = 0.027 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S S A}$$

$$\mu_b = 0.027 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{b d \sigma_{st}} = \frac{5.621 \times 10^3}{0.986 \times 12 \times 348} = 1.36 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adp} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

• Aux appuis

$$M_{ax} = -1.686 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.686 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 12^2} = 0.008 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.008 \rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{1.686 \times 10^3}{0.996 \times 12 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adp} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.9.5. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4).

✓ Sens x-x

$$w_x = \frac{A_{\min}^x}{b x h} \geq w_0 \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq w_0 \frac{3 - \rho}{2} x b x h$$

Avec $w_0 = 0.0008$ pour $[F_e 400]$

w_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

A_{\min} : section minimale d'armatures

$$A_{\min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.85}{2} \times 100 \times 15 = 1.29 \text{ cm}^2$$

$A_{tx} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 1.29 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

✓ Sens y-y

$$w_y = \frac{A_{\min}^y}{b x h} \geq w_0 = 0.0008 \Rightarrow A_{\min}^y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

w_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_{ty} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b. Diamètre maximal des armatures

BAEL91 modifié 99 (Art A.7.21).

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

c. Espacements des armatures

BAEL91modifié 99 (Art A.8.2.42).

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

Armatures principales

$$S_t \leq \min (2h_t, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (30, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

On a $S_t = 25\text{cm} < 33 \text{ cm}$**Condition vérifiée.**

Armatures de répartition

$$S_t \leq \min (3h_t, 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (45, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

On a $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$**Condition vérifiée.**

d. Vérification de non poinçonnement

BAEL91modifié 99 (Art A.5.2.42).

La condition de non poinçonnement est vérifiée si

$$p_u \leq \frac{0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2 (1.05 + 1.05) = 4.20 \text{ m}$$

et

$$\frac{0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ kN}$$

$P_u = 1.35(90) = 121.5 \text{ KN} \leq P_u = 472.5 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

e. Vérification de la contrainte tangentielle

BAEL91modifié 99 (Art A.5.2.2).

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

$$b = 1\text{m} ; d = 0.9 h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

➤ **Au milieu de U**

$$T_u = \frac{P}{2U + V}, \quad \text{avec } P = 90 \times 1.35 = 121.5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

➤ **Au milieu de V**

$$T_u = \frac{P}{3V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.285 \text{ MPa}$$

$$0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167$$

$$\tau_u = 0.285 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.9.6. Calcul à l'état limite de service (l'ELS)

a. Les moments M_{x1} , M_{y1} engendré par le système de levage

$$M_{x1} = P_u (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + v M_1)$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2 \quad v = 0.2 \quad \text{à l'ELS}$$

$$M_{x1} = 90 (0.06 + 0.2 \times 0.045) = 6.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0.045 + 0.2 \times 0.06) = 5.13 \text{ KN.m}$$

b. Calcul de M_{x2} , M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine

$$\left[\begin{array}{l} \rho = 0.85 \\ v = 0.2 \end{array} \right] \quad \left[\begin{array}{l} \mu_x = 0.0575 \\ \mu_y = 0.778 \end{array} \right]$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2.$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}.$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0575 \times 4.75 \times (1.20)^2 = 0.393 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.778 \times 0.393 = 0.305 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.21 + 0.393 = 6.603 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.13 + 0.305 = 5.435 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0.95) en travée et (0.3) aux appuis.

Moment en travée

$$M_{tx} = 0.95 M_x = 0.95 (6.603) = 6.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.95 M_y = 0.95 (5.435) = 5.16 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis

$$M_{ax} = 0.3 M_x = 0.3 (6.603) = -1.980 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_y = 0.3 (5.435) = -1.630 \text{ KN.m}$$

III.9.7. Vérification à l'ELS

a. Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

b. Vérifications des Contraintes dans le béton et les aciers

✓ Sens x-x

• En travée

$$M_{tx} = 6.27 \text{ KN.m} \quad A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.1675 \quad k = 59.82 \text{ et } \beta = 0.933$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{6.27 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 314} = 178.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{178.35}{59.82} = 2.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Aux appuis

$$M_a = -1.980 \text{ KN.m} \quad A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.1675 \quad k = 59.82 \text{ et } \beta = 0.933$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{1.980 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 201} = 87.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{87.98}{59.82} = 1.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.47 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la flèche

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côtés, on peut se dispenser le calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 M_x} \quad \frac{A_x}{b_d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : hauteur de dalle.

M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction l_x

M_x : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à (1m).

A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1(m).

d : hauteur utile de la bande.

b : la largeur de bande égale à (1m).

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{M_x^t}{20M_x} = \frac{6.27}{20 \times 6.603} = 0.047 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b_d} = \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.0016 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

✓ Sens x-x

En travée : 4HA8 (St= 25 cm).

Aux appuis : 4HA8 (St= 25 cm).

✓ Sens y-y

En travée : 4HA8 (St= 25 cm). Aux appuis : 4HA8 (St= 25 cm).

IV.1. Introduction

Dans cette partie, on présentera les différentes étapes de l'introduction des données dans l'application du logiciel ETABS V9.7 et une vérification de toutes les exigences du RPA.

IV.2. Définition d'un logiciel de calcul

Un Logiciel de calcul est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures et les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure à partir des plans d'architecture.

IV.3. Description de logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systèmes)

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS 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 charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... etc.

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « **Computers And Structures Inc.** » à Berkeley (état de la Californie). Sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations. La version considérée dans notre mémoire est désignée par ETABS Non Linear 9.7.0.

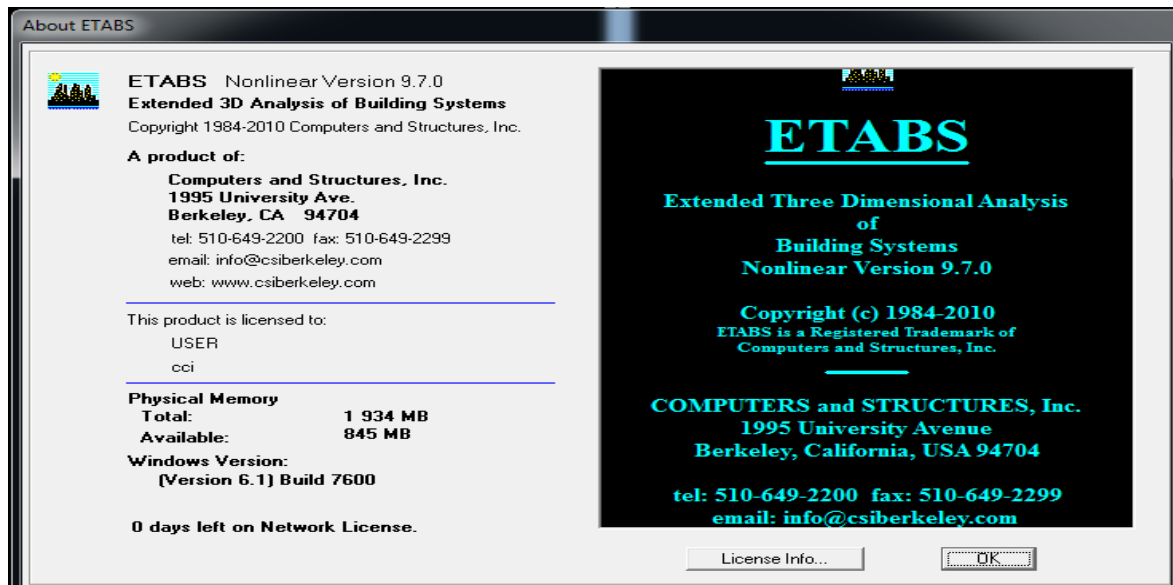


Figure IV. 1 : Version du logiciel ETABS utilisée.

IV.3.1. Quelques définitions

- ✓ Grid line : ligne de grille
- ✓ Joints : nœuds
- ✓ Frame : portique (cadre)
- ✓ Shell : voile
- ✓ Element : élément
- ✓ Restraintes : points d'application de la charge
- ✓ Loads : charges
- ✓ Uniformed loads : charges uniformes
- ✓ Define : définir
- ✓ Material : matériaux
- ✓ Concrete : béton
- ✓ Steel : acier
- ✓ Frame section : coffrage
- ✓ Column : poteau
- ✓ Beam : poutre
- ✓ File : fichier
- ✓ Copy : copier
- ✓ Move : déplacer
- ✓ Save : enregistrer
- ✓ Save as : enregistrer sous

- ✓ Add : ajouter
- ✓ Delete : supprimer
- ✓ Story : étage
- ✓ Height : hauteur

IV.4. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.7.0

IV.4.1. Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

On clique sur l'icône de L'ETABS



A) Choix des unités

Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.



Figure IV. 2 : Choix des unités.

B) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

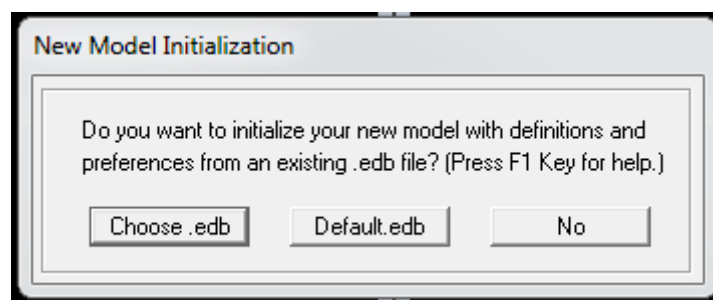


Figure IV. 3 : Démarrer un nouveau model.

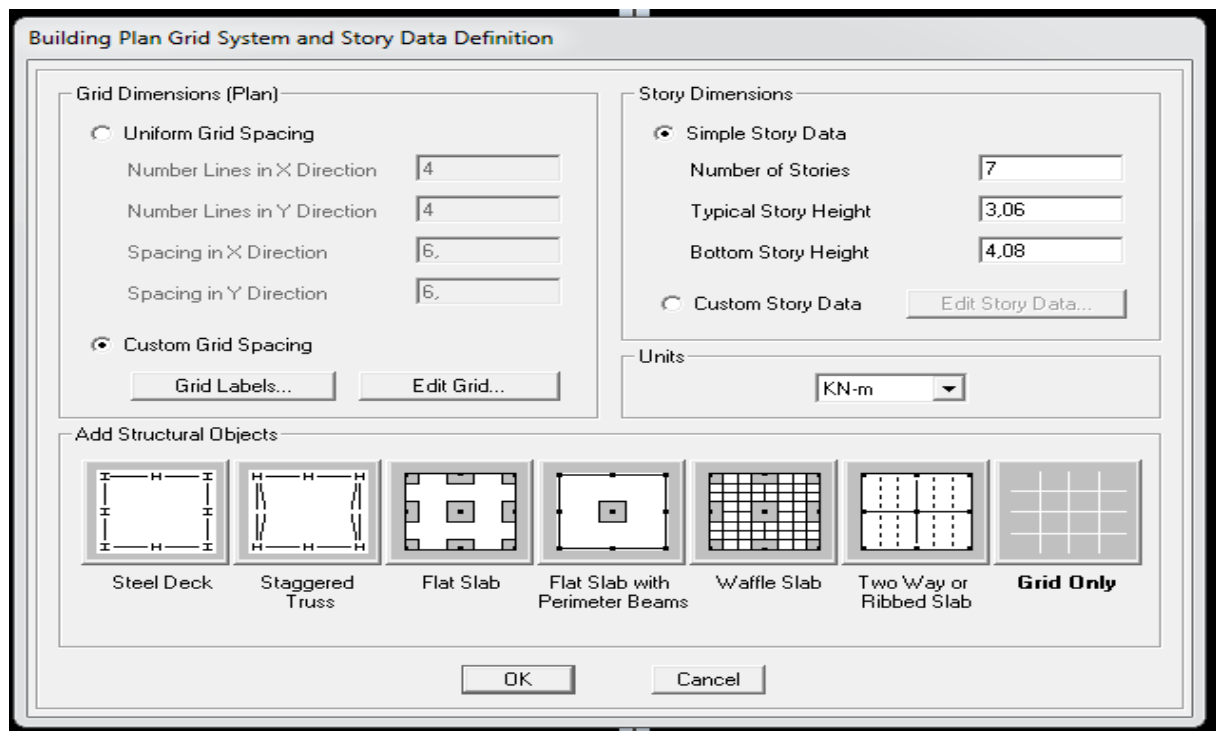


Figure IV. 4 : La géométrie de base.

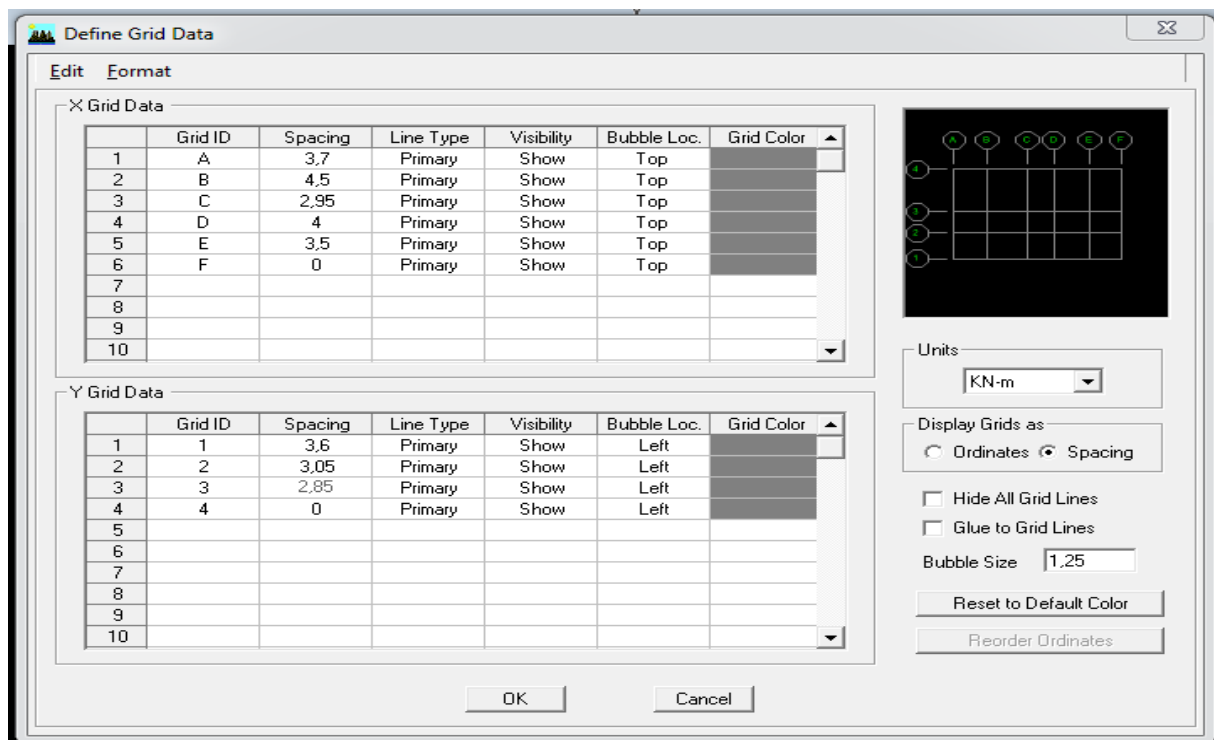


Figure IV. 5 : Les lignes de construction.

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
8	TERASSE	3,06	22,44	No	ET4	No	0,
7	ET5	3,06	19,38	No	ET4	No	0,
6	ET4	3,06	16,32	Yes		No	0,
5	ET3	3,06	13,26	No	ET1	No	0,
4	ET2	3,06	10,2	No	ET1	No	0,
3	ET1	3,06	7,14	Yes		No	0,
2	RDC	4,08	4,08	Yes		No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height

Master Story

Similar To

Splice Point

Splice Height

Units

Change Units

KN-m

Figure IV. 6 : Définition des étages.

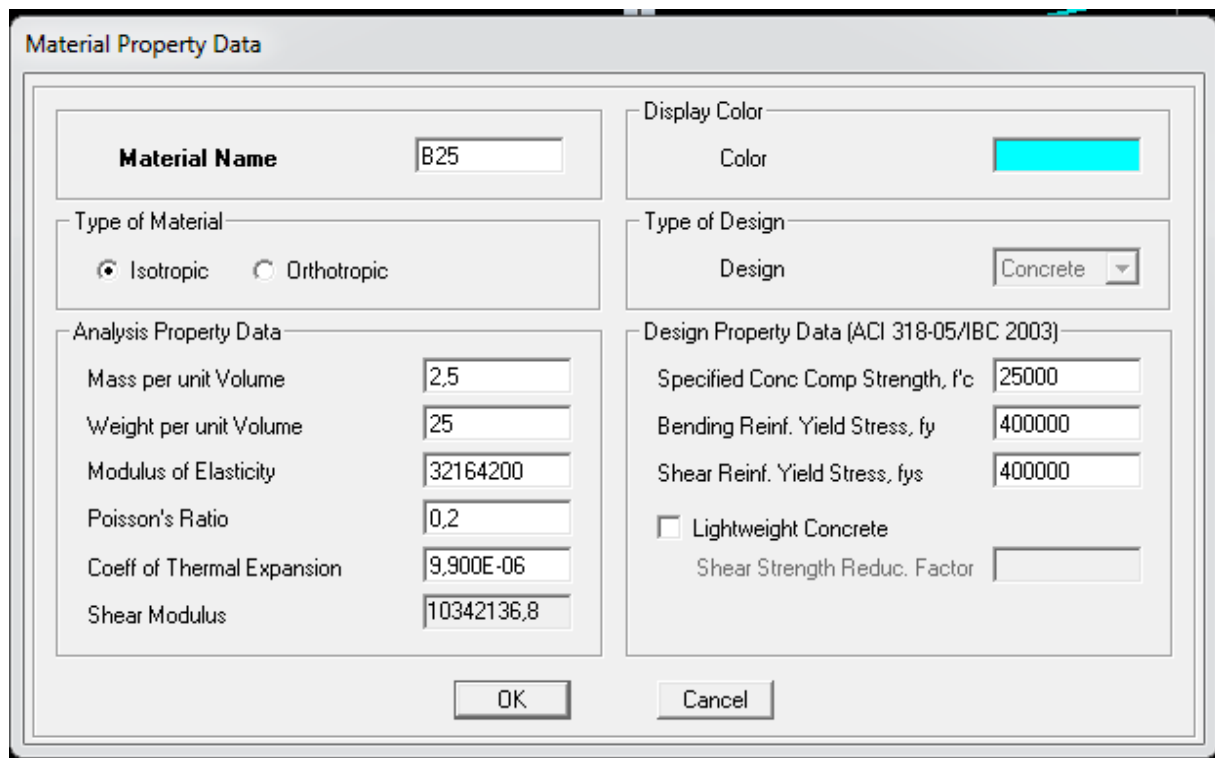
Pour une construction en Auto-Stable. On choisit l'icône **Grid Only**

C) Propriétés mécanique du matériau utilise



define \longrightarrow **materials properties**

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la structure (béton « B25 ») :



Material Property Data

Material Name : B25

Display Color :

Type of Material : ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Type of Design : **Design** : Concrete

Analysis Property Data

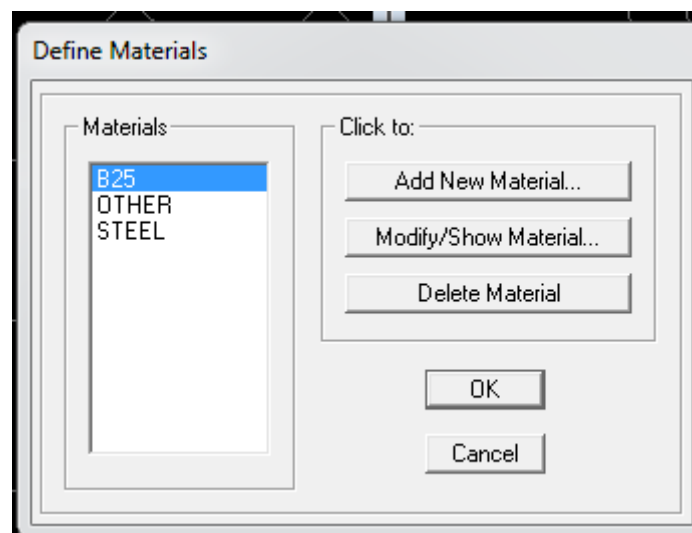
Mass per unit Volume	2,5
Weight per unit Volume	25
Modulus of Elasticity	32164200
Poisson's Ratio	0,2
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06
Shear Modulus	10342136,8

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)

Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

OK Cancel

Figure IV. 7 : Définition des matériaux.



Define Materials

Materials

- B25
- OTHER
- STEEL

Click to:

Add New Material...

Modify/Show Material...

Delete Material

OK Cancel

Figure IV. 8 : Les matériaux béton et bardage.

➤ Modification de géométrie de base

Pour modifier les longueurs des trames on clique sur le bouton droit et on choisit **Edit grid data**.

D) Vérification des dimensions

Sur la barre des taches supérieure...set building view option...visible in view ... **Dimension lines**.

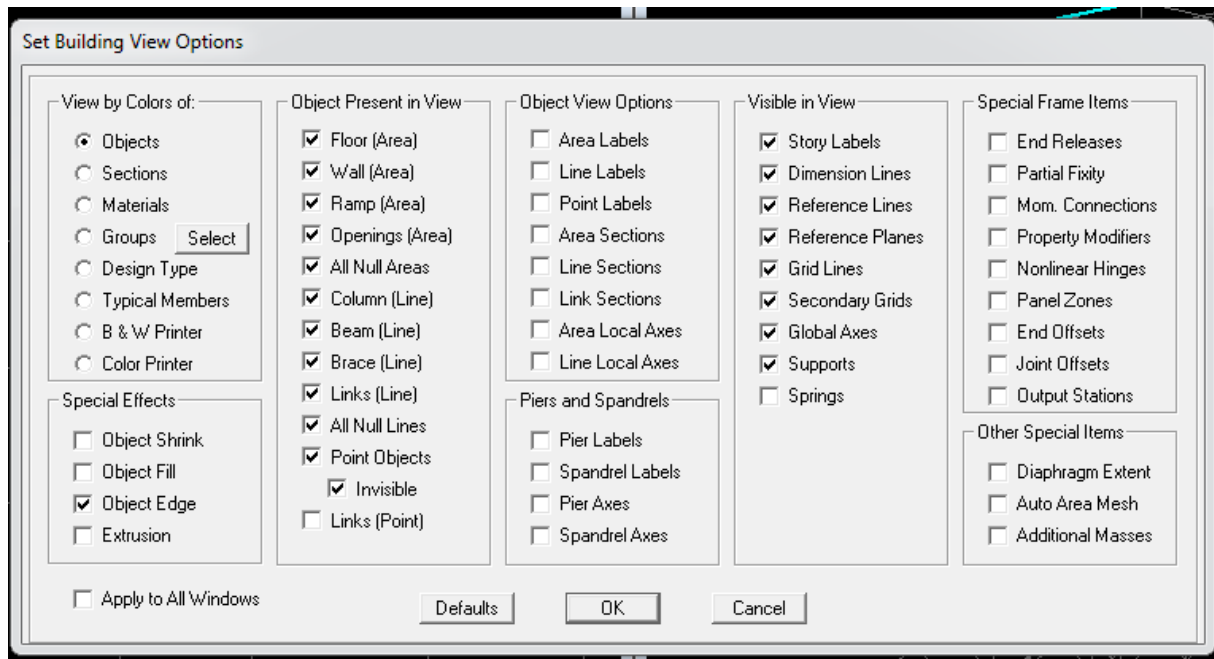


Figure IV. 9 : Vérification des dimensions.

IV.4.2. Deuxième étape

A) Définition des caractéristiques géométriques des éléments

On va spécifier ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleins et les voiles), qui sont en béton armé « conc » :

➤ Pour les poutres et les poteaux

Define → frame sections ou 

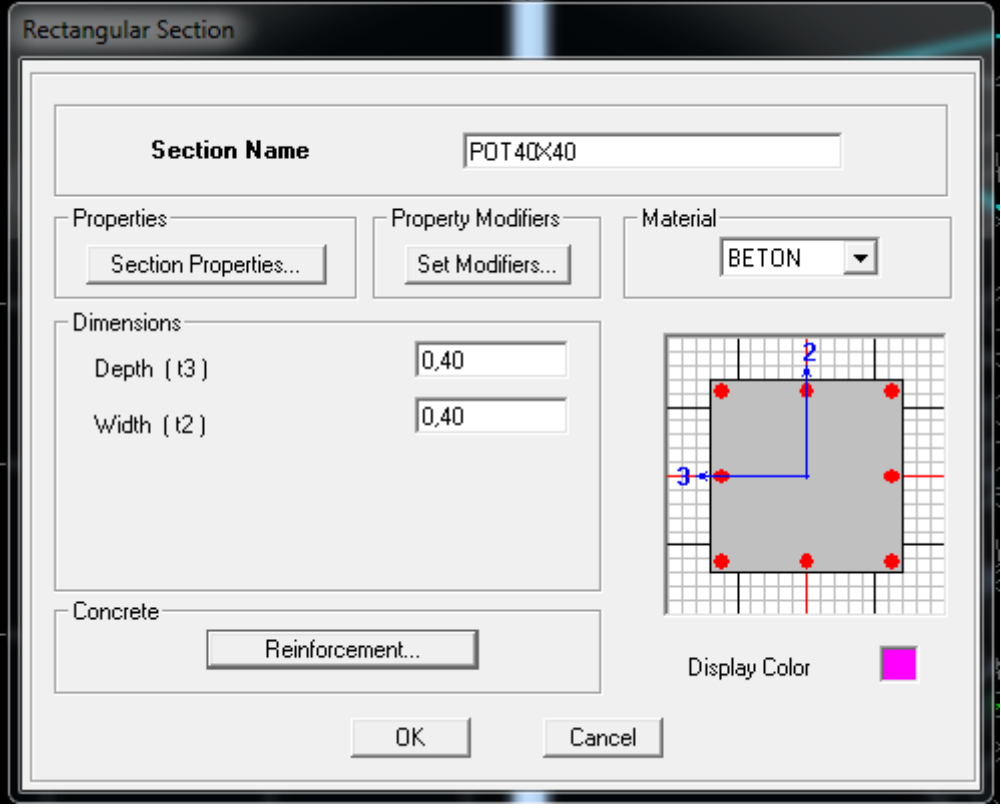
→ Icône properties → on sélection tout → delete property

Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

NB :

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :

Pour les poteaux → **Column** et pour les poutres → **Beam**



Rectangular Section

Section Name POT40X40

Properties Section Properties...

Property Modifiers Set Modifiers...

Material BETON

Dimensions

Depth (t3) 0,40

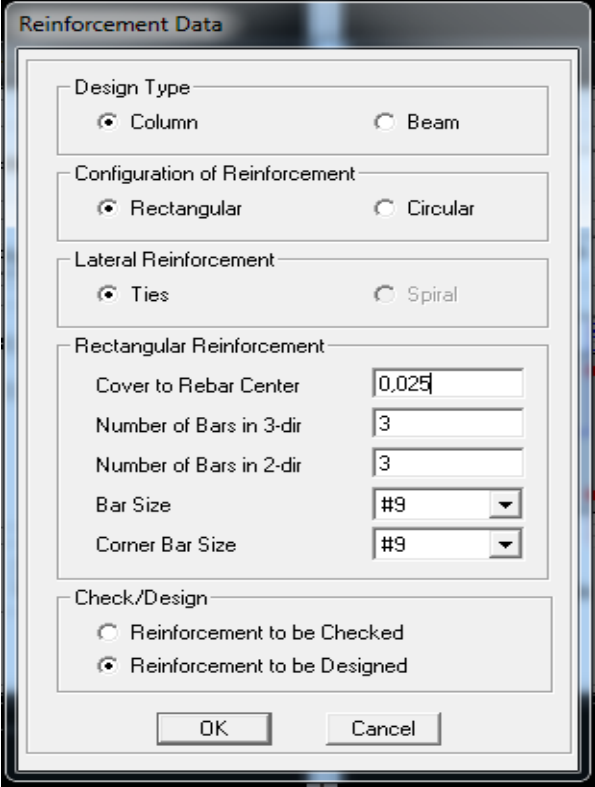
Width (t2) 0,40

Concrete Reinforcement...

Display Color [Color Selection]

OK Cancel

Figure IV. 10 : Définition des éléments lignes.



Reinforcement Data

Design Type

☒ Column ☐ Beam

Configuration of Reinforcement

☒ Rectangular ☐ Circular

Lateral Reinforcement

☒ Ties ☐ Spiral

Rectangular Reinforcement

Cover to Rebar Center 0,025

Number of Bars in 3-dir 3

Number of Bars in 2-dir 3

Bar Size #9

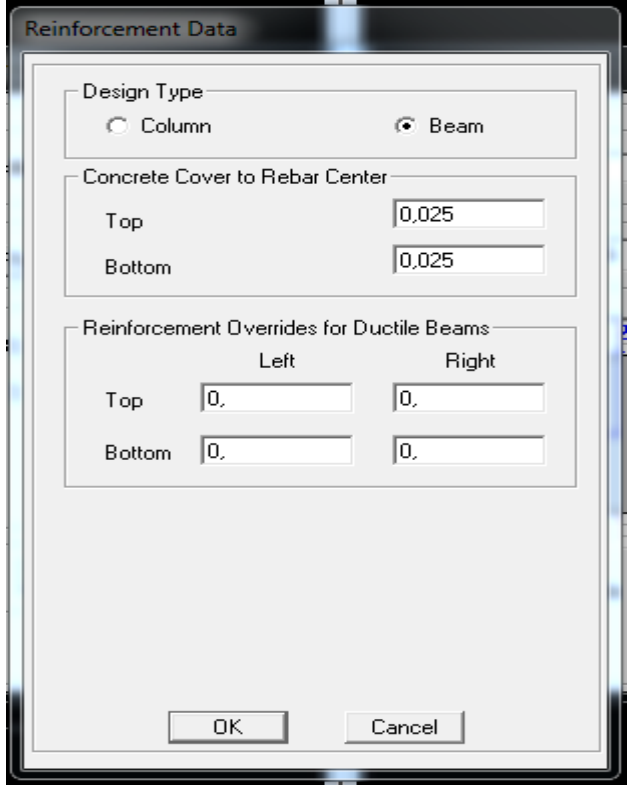
Corner Bar Size #9

Check/Design

☐ Reinforcement to be Checked

☒ Reinforcement to be Designed

OK Cancel



Reinforcement Data

Design Type

☐ Column ☒ Beam

Concrete Cover to Rebar Center

Top 0,025

Bottom 0,025

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	0,	0,
Bottom	0,	0,

OK Cancel

Figure IV. 11 : Spécification de l'enrobage.

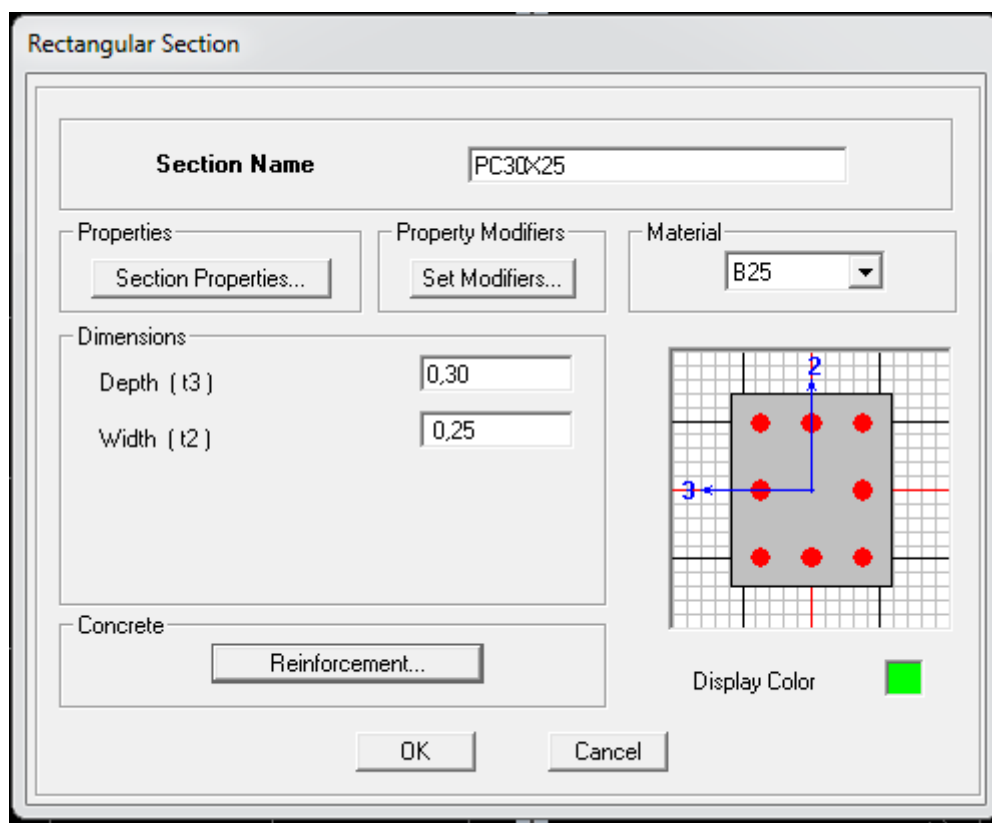


Figure IV. 12 : Définition des poutres de chaînage.

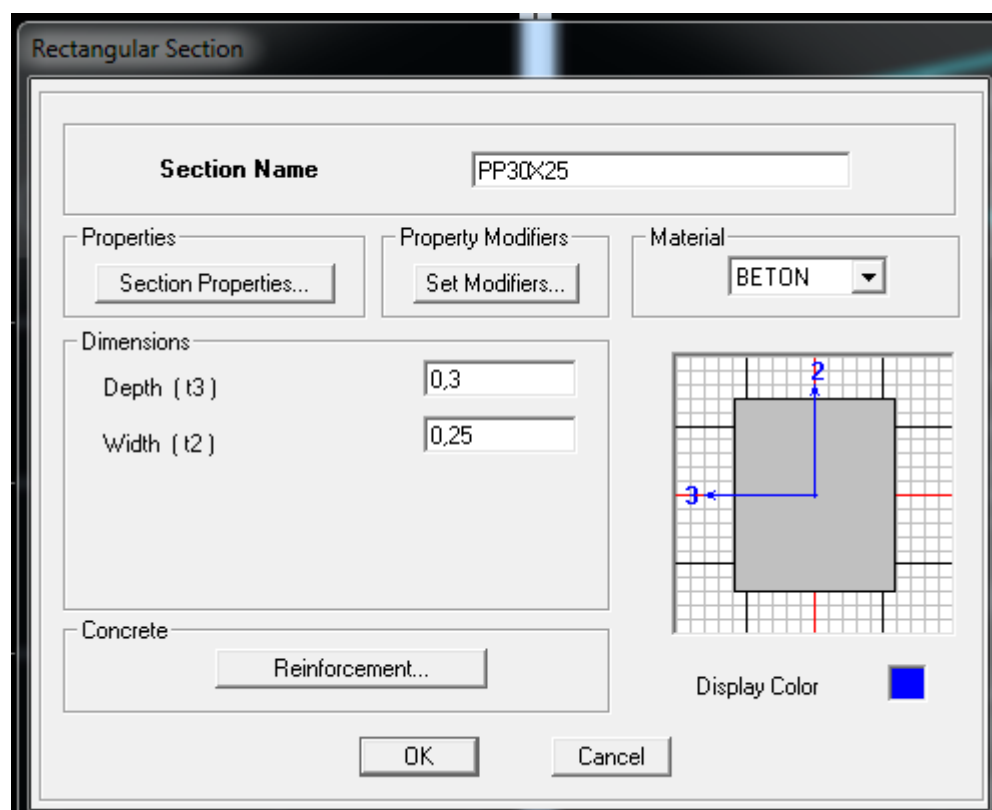



Figure IV. 13 : Définition des poutres principales.

➤ Pour les voiles et les dalles pleines

Define → wall/slab/deck sections, ou ()

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Elément shells : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles .Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Elément membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.



Figure IV. 14 : Définition des éléments surfaciques.

➤ Define → wall/slab/deck section → Add new Wall pour le dimensionnement du voile

➤ Define → wall/slab/deck section → Add new deck pour le dimensionnement du plancher

IV.4.3. Troisième étape

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

A) Appuis

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations.

La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ceci sur ETABS, on sélectionner les nœuds à la base.

Assing → joint/point → restraints

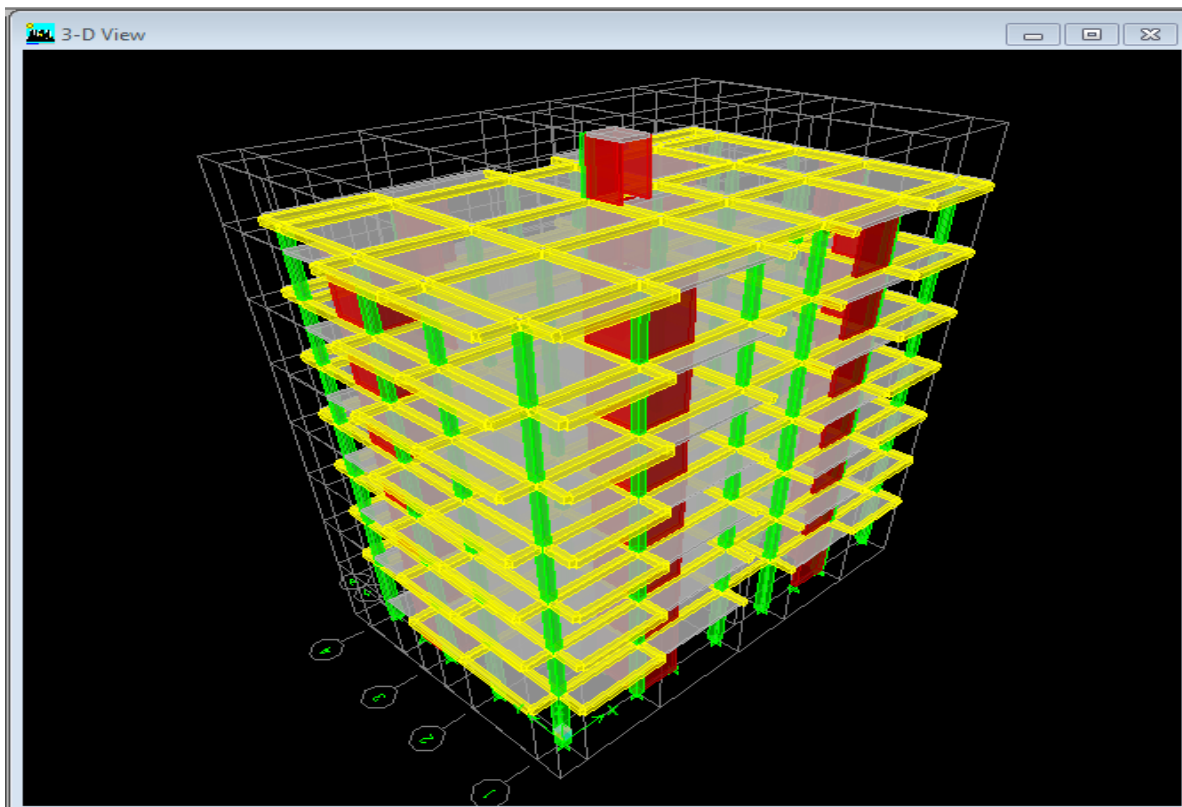
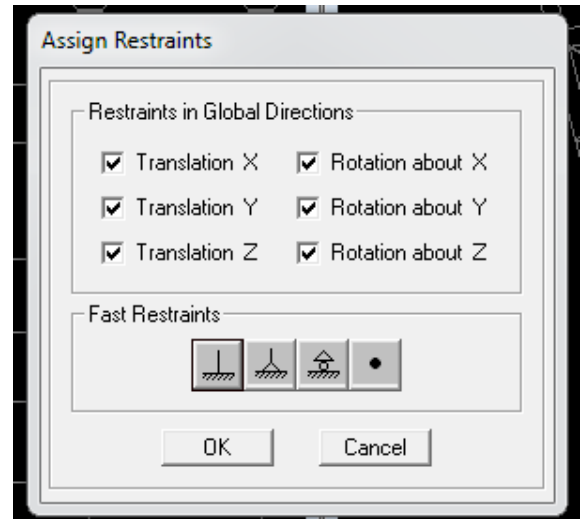


Figure IV. 15 : Vue en 3 D de la structure.

B) Définition de l'action sismique

Define → **masse source**

Cela nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

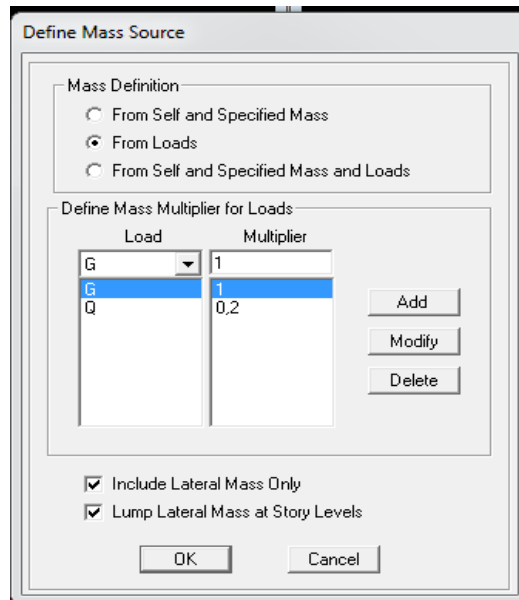


Figure IV. 16 : Définition de la masse sismique.

C) Les diaphragmes

Les planchers sont supposés infiniment rigide, pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assigning → joint/point → diaphragme.

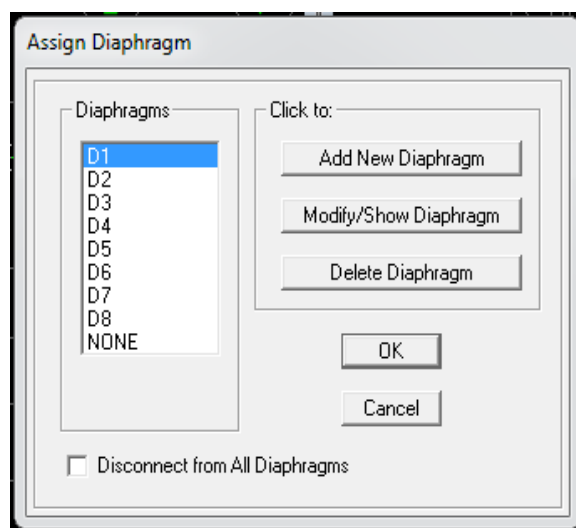


Figure IV. 17 : Définition des Diaphragmes.

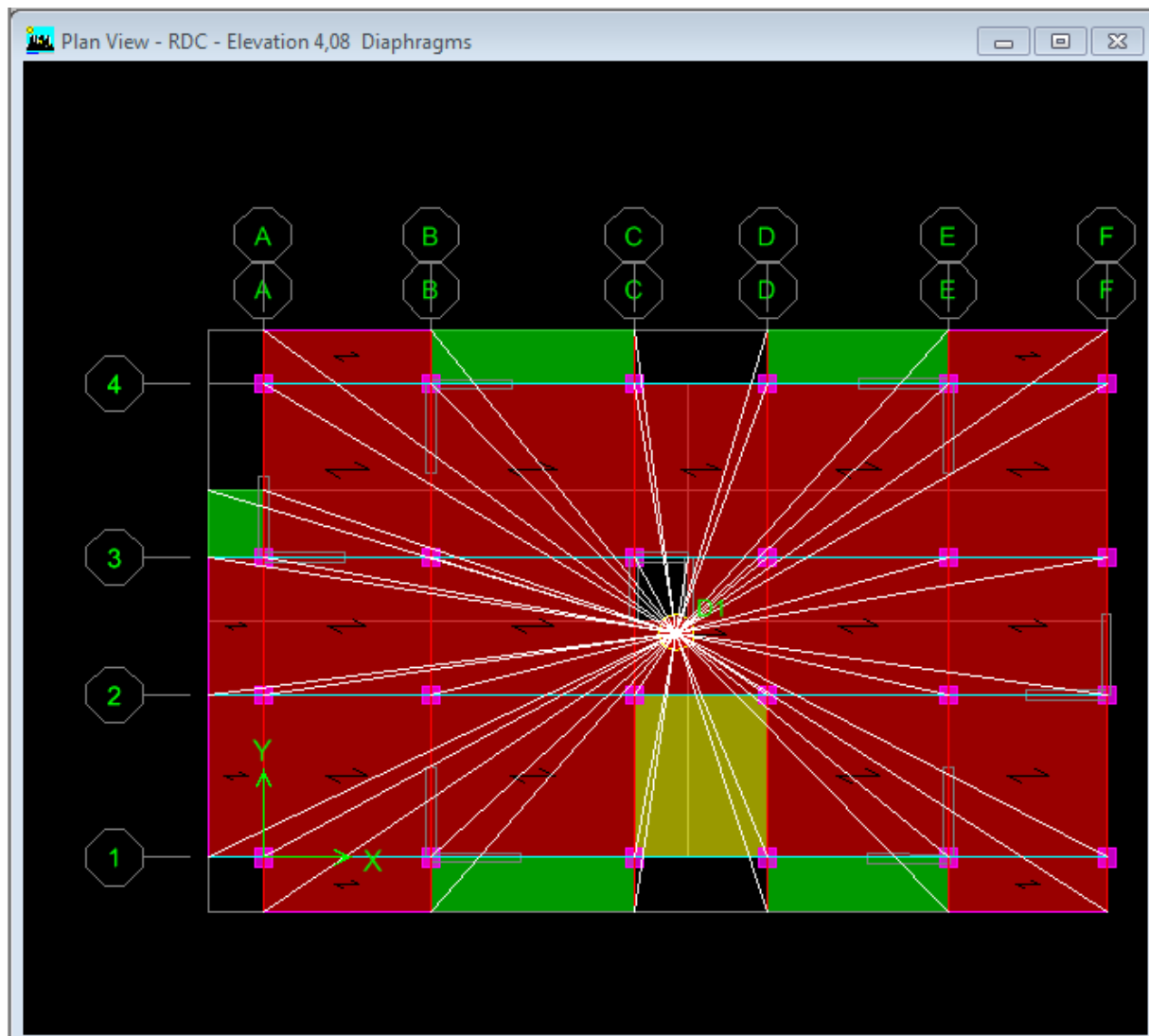


Figure IV. 18 : Vue en plan après l'assignement des diaphragmes.

IV.4.4. Quatrième étape

Dans cette étape on va introduire les charges des différents éléments de la structure.

A) Définitions des charges

Define → static cases



Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types. On distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW) et autre.

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.

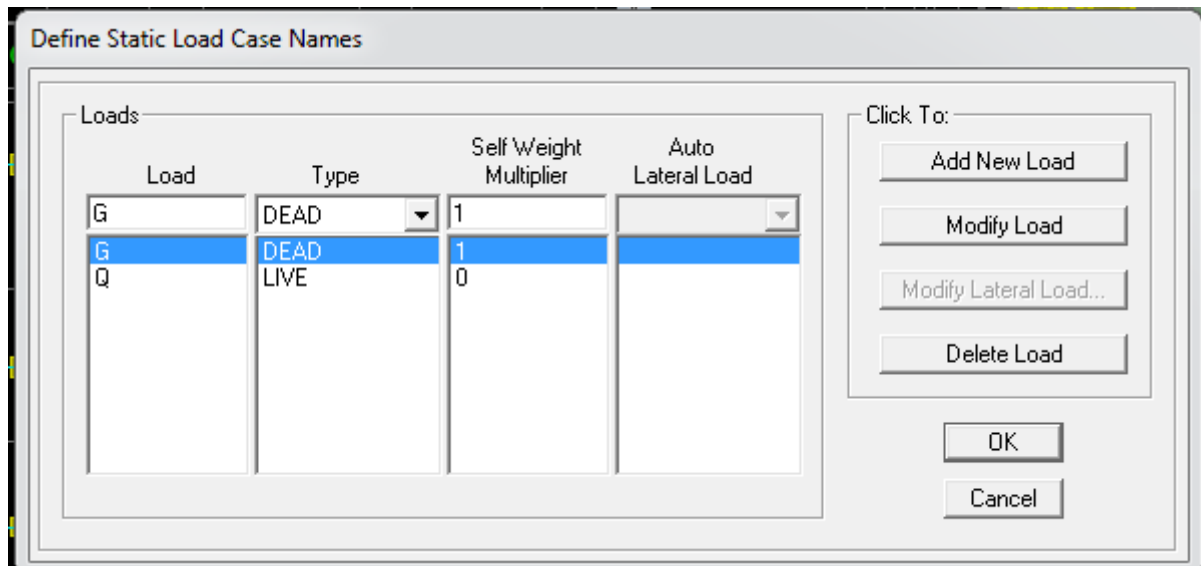


Figure IV. 19 : Définition des cas de charges.

B) Introduction des charges

❖ Pour les dalles pleines

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m^2 selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines. Et pour les introduire :

- on sélectionne nos dalles.

Assing → shell/area Loads → Uniform.

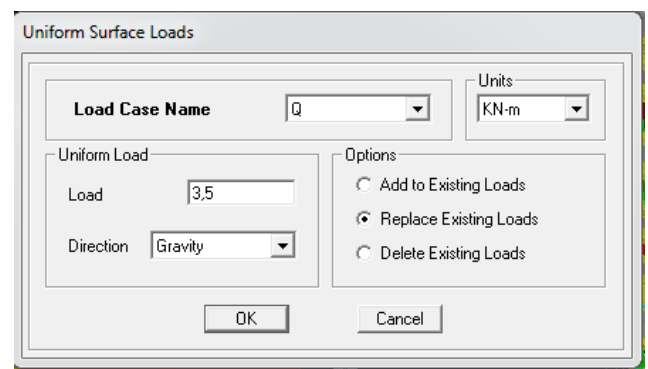
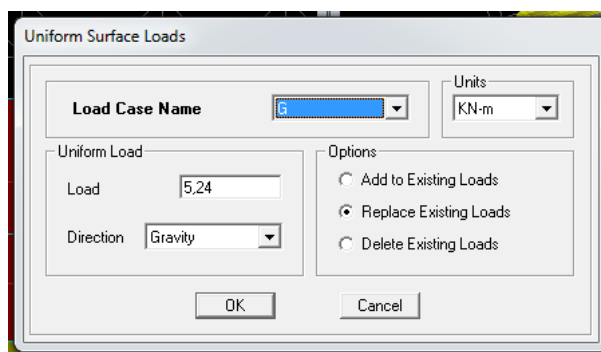


Figure IV. 20 : Introduction des charges pour les dalles pleines.

➤ Pour les planchers

1. Plancher étage courant

The figure shows two instances of the 'Uniform Surface Loads' dialog box. In the left instance, the 'Load Case Name' is 'Q', the 'Load' is '1,5', and the 'Units' are 'KN-m'. In the right instance, the 'Load Case Name' is 'G', the 'Load' is '5,38', and the 'Units' are 'KN-m'. Both instances have 'Direction' set to 'Gravity' and the 'Replace Existing Loads' option selected.

Figure IV. 21 : Introduction des charges pour les planchers des étages courants .

The figure shows two instances of the 'Uniform Surface Loads' dialog box. In the left instance, the 'Load Case Name' is 'G', the 'Load' is '5,38', and the 'Units' are 'KN-m'. In the right instance, the 'Load Case Name' is 'Q', the 'Load' is '2,5', and the 'Units' are 'KN-m'. Both instances have 'Direction' set to 'Gravity' and the 'Replace Existing Loads' option selected.

Figure IV. 22 : Introduction des charges _ plancher étage de service.

2. Plancher RDC

The figure shows two instances of the 'Uniform Surface Loads' dialog box. In the left instance, the 'Load Case Name' is 'G', the 'Load' is '5,38', and the 'Units' are 'KN-m'. In the right instance, the 'Load Case Name' is 'Q', the 'Load' is '5', and the 'Units' are 'KN-m'. Both instances have 'Direction' set to 'Gravity' and the 'Replace Existing Loads' option selected.

Figure IV. 23 : Introduction des charges plancher RDC.

3. Poutre palière

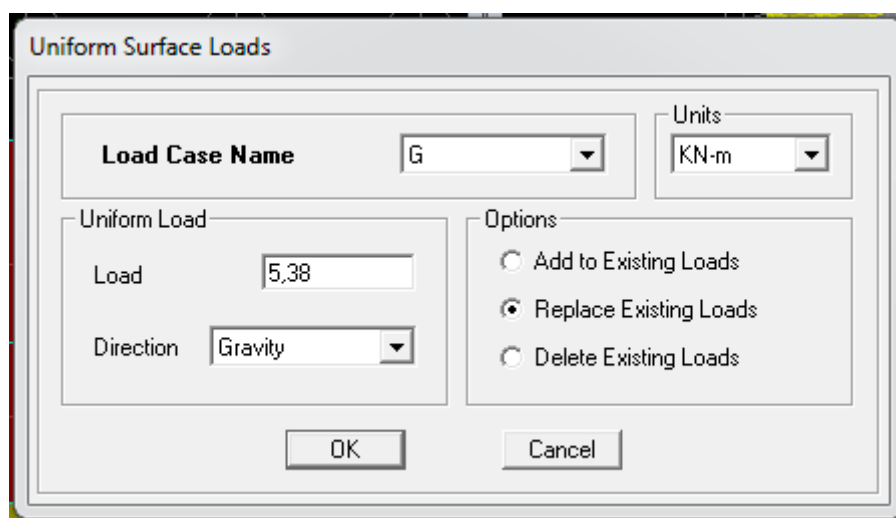


Figure IV. 24 : Introduction des charges pour la poutre palière.

C) La charge sismique

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitre I)

On définit le spectre comme suite :

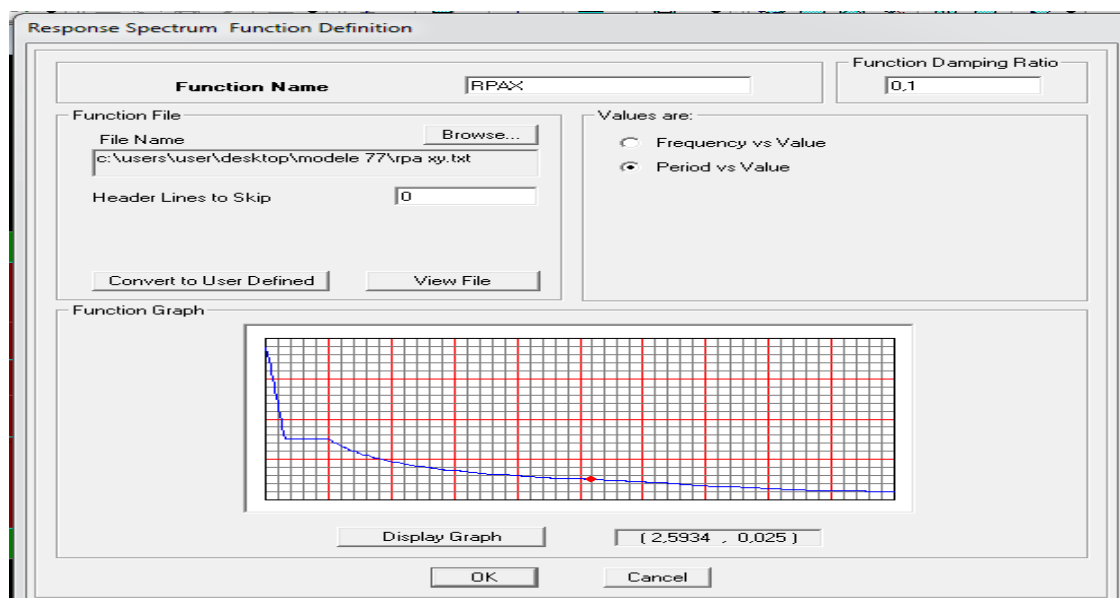


Figure IV. 25 : Introduction du spectre dans ETABS.

E) Charge sismique

Define → **Response spectrum cases**



Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Il est basé sur la méthode de superposition modale.

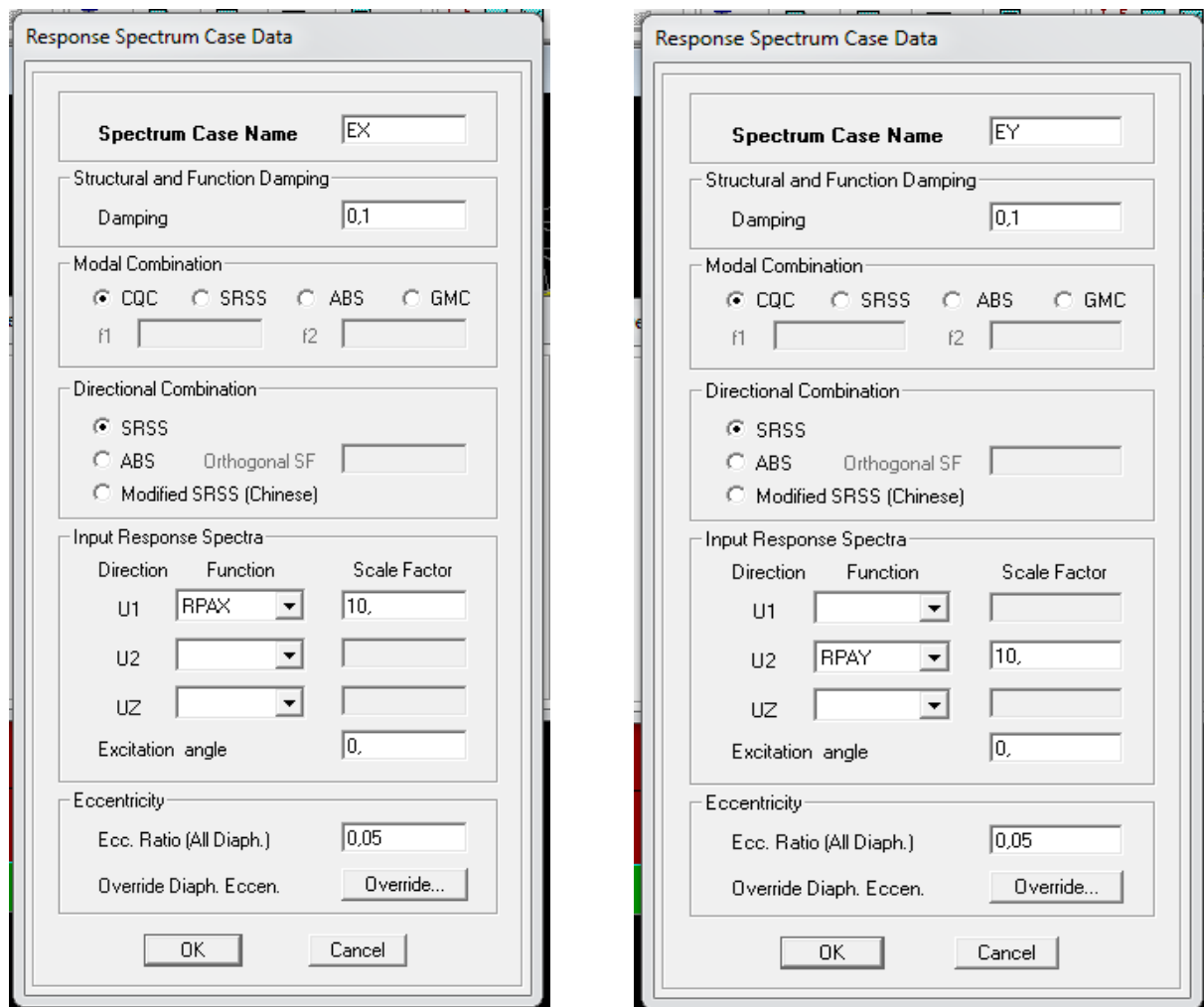


Figure IV. 26 : Définition de la réponse sismique dans les deux directions.

IV.4.5. Cinquième étape

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → **load combinations**



On introduit les combinaisons de charges :

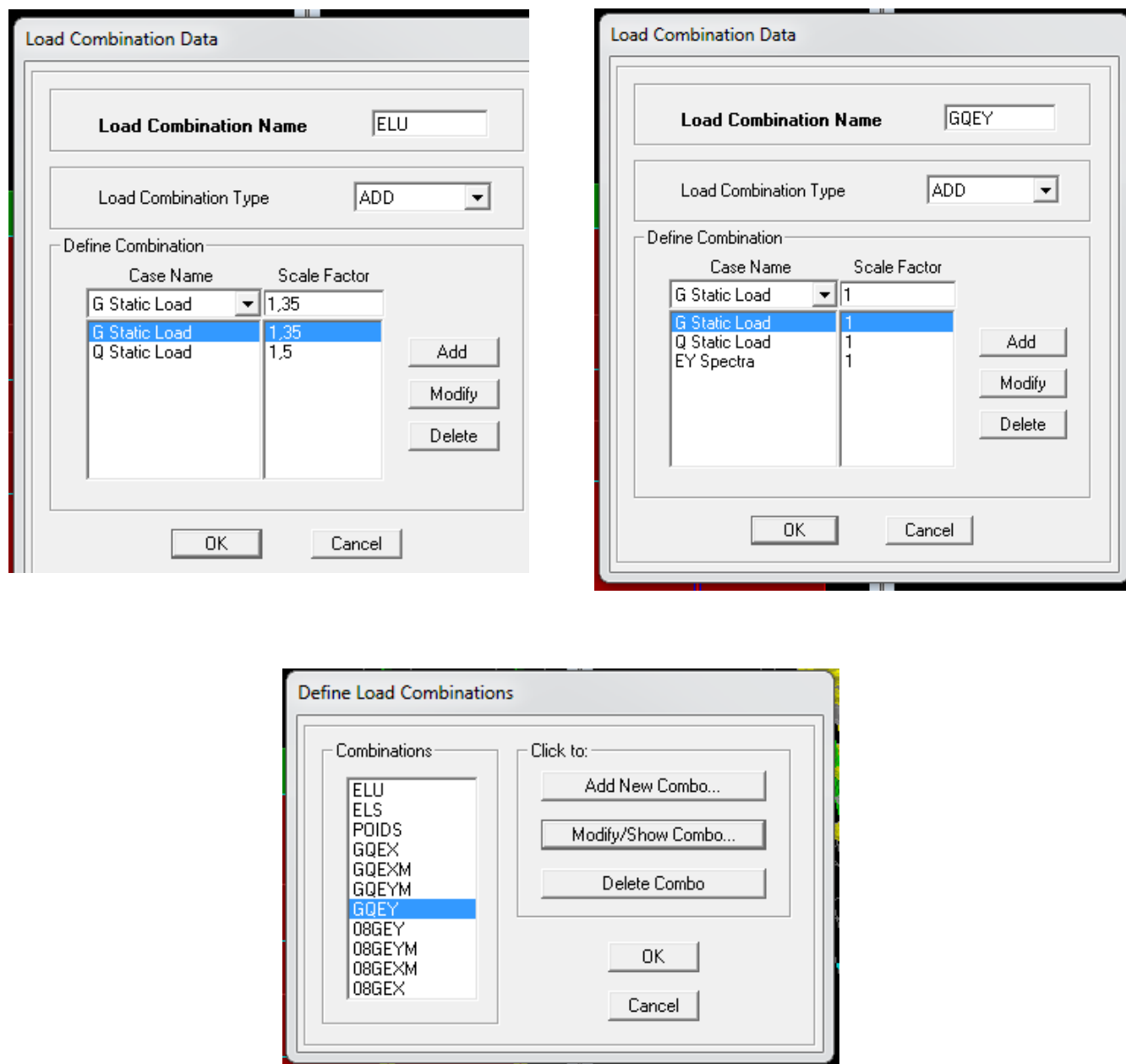


Figure IV. 27 : Les combinaisons de charges.

IV.4.6. Sixième étape

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de modes à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

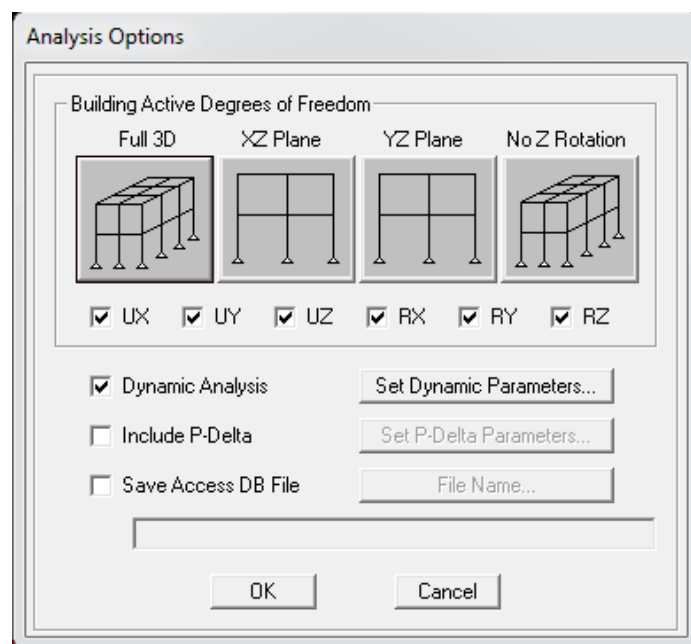


Figure IV. 28 : Définition des options d'analyse.

A) ANALYSE DYNAMIQUE

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

B) ANALYSE MODALE

L'analyse modale permet de déterminer les modes et les fréquences propres des structures.

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

C) ANALYSE SPECTRALE

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complète Quadratic Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure. Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

D) ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE

Pour des cas d'analyse ou une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson, avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur, de l'ordre de $0.1T$ (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

Exécution : Analyse → Run Analysis Ou F5

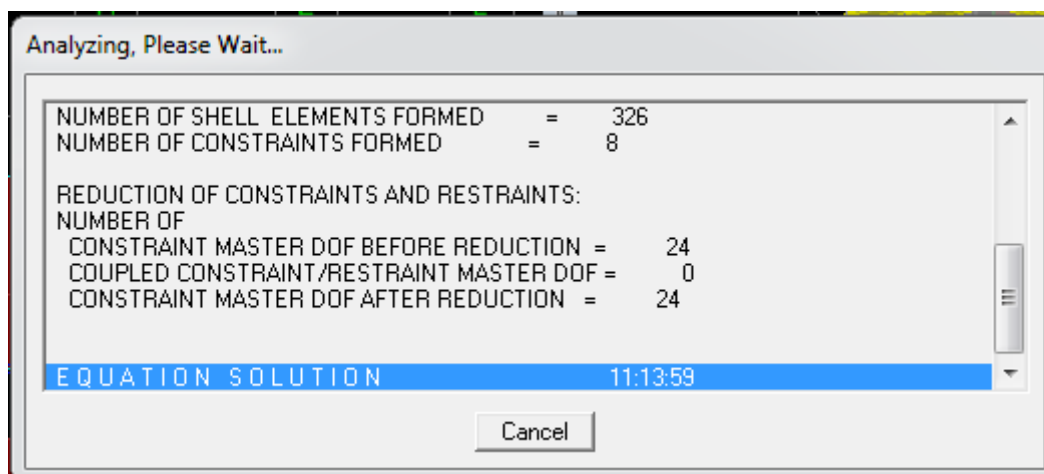


Figure IV. 29 : Lancement de l'analyse.

V.1.Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure ;
2. L'excentricité ;
3. Le pourcentage de participation de la masse modale (nombre des modes) ;
4. L'effort tranchant à la base ;
5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux ;
6. Déplacement maximal de la structure ;
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

V.2.Présentation de l'ouvrage

1. notre plan est un bloc de R+6 dans la wilaya de Tizi Ouzou (classée selon le RPA 99, modifié en 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone II-a)
2. 06 étages courants à usage d'habitation.
3. 01 RDC à usage de service.
4. Site meuble S3 (rapport géotechnique)

Système structurel : portiques + voiles

V.3. Etude dynamique

V.3.1.Vérification de la période fondamentale de la structure

Cette valeur peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (**ART 4.24RPA99/version2003**)

$$T = \min \left(C_T h_n^{3/4}, \frac{h_n}{10} \right)$$

- vérifier la formule suivante : **Tempirique** \geq **Tlogiciel**

Tel que $T_{\text{empirique}} = \min (T_a ; T_b) \times 1.3$

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} ; T_b = \frac{h_n}{10}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0.52 ; 2.244) \times 1.3 = 0.68 \text{ s}$$

C_t : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau 4.6 page 42 du RPA ($C_t=0.05$)**

h_t : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Pour T_{logiciel} : **Display** → **Show table** → **Modal information** → **building Modal information** → **modal participating mass ration** → $T_{\text{logiciel}} = 0,64\text{s}$

$0.68 \geq 0.64 \rightarrow \text{Tempirique} \geq T_{\text{logiciel}}$ **Condition vérifiée.**

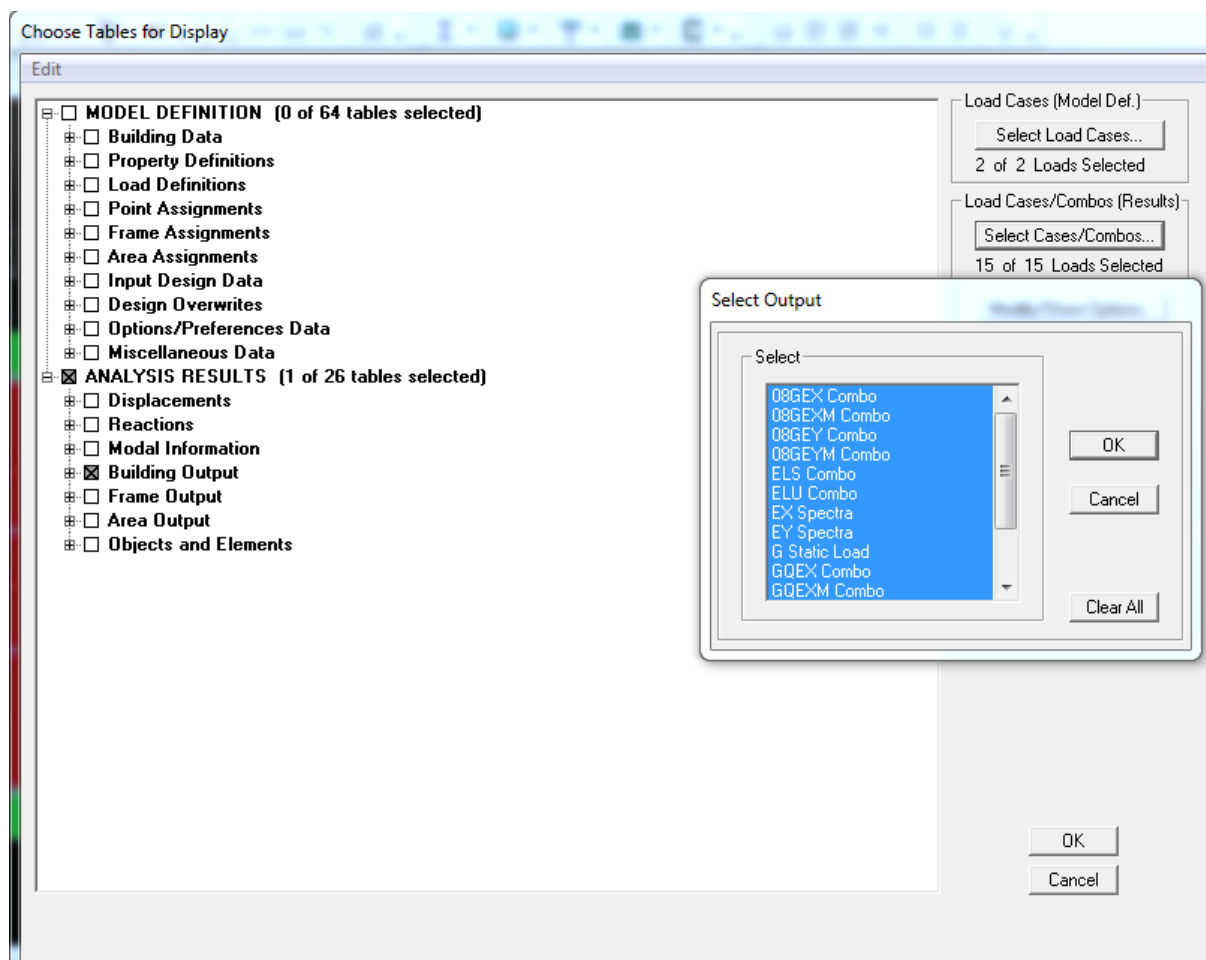
V.3.2.L'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS → **building output**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo... → OK → OK

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	E6	D1	206,9058	206,9058	9,129	4,983	206,9058	206,9058	9,129
	E1	D2	192,6253	192,6253	9,112	4,958	192,6253	192,6253	9,112
	E2	D3	192,6253	192,6253	9,112	4,958	192,6253	192,6253	9,112
	E3	D4	189,5830	189,5830	9,106	4,954	189,5830	189,5830	9,106
	E4	D5	186,9518	186,9518	9,100	4,951	186,9518	186,9518	9,100
	E5	D6	186,9518	186,9518	9,100	4,951	186,9518	186,9518	9,100
	E6-1	D7	3,9701	3,9701	8,757	6,102	3,9701	3,9701	8,757
	E6	D7	171,5333	171,5333	9,098	4,926	175,5034	175,5034	9,090

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Tableau V. 1 : Vérification de l'excentricité.

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	vérification	ey	Vérification
RDC	D1	9,129	4,983	9,536	4,76	-0,407	CV	0,223	CV
E1	D2	9,112	4,958	9,639	4,621	-0,527	CV	0,337	CV
E2	D3	9,112	4,958	9,681	4,63	-0,569	CV	0,328	CV
E3	D4	9,106	4,954	9,699	4,658	-0,593	CV	0,296	CV
E4	D5	9,1	4,951	9,704	4,69	-0,604	CV	0,261	CV
E5	D6	9,1	4,951	9,705	4,719	-0,605	CV	0,232	CV
E6	D7	9,09	4,952	9,705	4,736	-0,615	CV	0,216	CV
E6-1	D8	8,757	6,102	8,791	6,851	-0,034	CV	-0,749	CNV

Avec : $e_x = |XCCM - XCR|$

$e_y = |YCCM - YCR|$

❖ Comparaison des résultats :

• Sens longitudinal

$$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0,05 \times 20,32 = 1,016.$$

• Sens transversal

$$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0,05 \times 13,26 = 0,613.$$

Remarque :

La condition de l'excentricité est satisfaite pour tous les niveaux du bâtiment.

(La condition non vérifiée pour l'étage supplémentaire n'est pas incluse car il s'agit d'un diaphragme ajouté uniquement pour le plancher de protection des équipements de la salle machine).

❖ Justification de la régularité en plan :

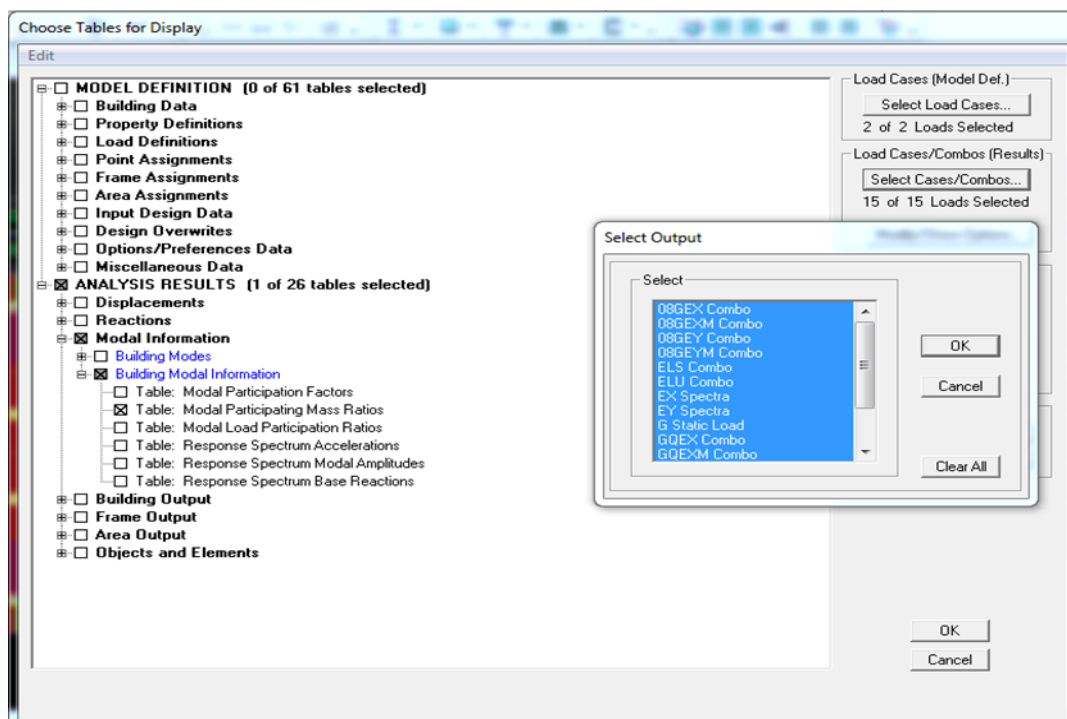
$$e_x = 0,615\text{m} < 15\%L_x = 3,048\text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$e_y = 0,749\text{m} < 15\%L_y = 1,839\text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.3.3. Le pourcentage de participation de la masse modale (nombre des modes)

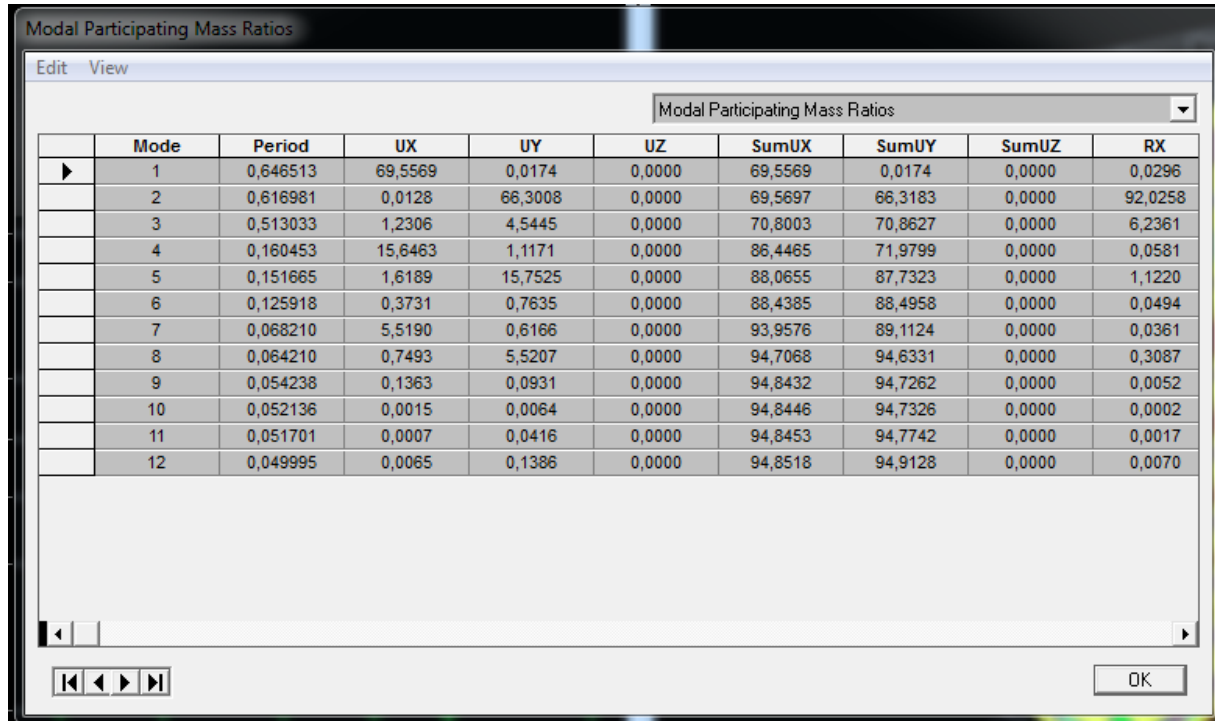
Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (article 4.3.4 RPA99 version 2003)

Display → **show tables** : on aura la fenêtre suivante



ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information →Modal Participating Mass Ratios →ok

Les résultats seront affichés comme suit :



	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,646513	69,5569	0,0174	0,0000	69,5569	0,0174	0,0000	0,0296
	2	0,616981	0,0128	66,3008	0,0000	69,5697	66,3183	0,0000	92,0258
	3	0,513033	1,2306	4,5445	0,0000	70,8003	70,8627	0,0000	6,2361
	4	0,160453	15,6463	1,1171	0,0000	86,4465	71,9799	0,0000	0,0581
	5	0,151665	1,6189	15,7525	0,0000	88,0655	87,7323	0,0000	1,1220
	6	0,125918	0,3731	0,7635	0,0000	88,4385	88,4958	0,0000	0,0494
	7	0,068210	5,5190	0,6166	0,0000	93,9576	89,1124	0,0000	0,0361
	8	0,064210	0,7493	5,5207	0,0000	94,7068	94,6331	0,0000	0,3087
	9	0,054238	0,1363	0,0931	0,0000	94,8432	94,7262	0,0000	0,0052
	10	0,052136	0,0015	0,0064	0,0000	94,8446	94,7326	0,0000	0,0002
	11	0,051701	0,0007	0,0416	0,0000	94,8453	94,7742	0,0000	0,0017
	12	0,049995	0,0065	0,1386	0,0000	94,8518	94,9128	0,0000	0,0070

Mode	Period	SumUX	SumUY
1	0,646513	69,5569	0,0174
2	0,616981	69,5697	66,3183
3	0,513033	70,8003	70,8627
4	0,160453	86,4465	71,9799
5	0,151665	88,0655	87,7323
6	0,125918	88,4385	88,4958
7	0,06821	93,9576	89,1124
8	0,06421	94,7068	94,6331
9	0,054238	94,8432	94,7262
10	0,052136	94,8446	94,7326
11	0,051701	94,8453	94,7742
12	0,049995	94,8518	94,9128

Tableau V. 2 : La période et les masses participantes.

La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8** dans les deux directions

(x-x) ; (y-y)

V.3.4. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3,6 du RPA 2003)

Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \text{ (Formule 4-1 .Article 4.2.3 du RPA99/version 2003)}$$

- A coefficient d'accélération donné par le tableau 4.1 (coefficient d'accélération de zone A) des règles **RPA99 version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.
- R facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure,
- D facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.
- Q facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).
- W poids propre de la structure.

Application

- **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 du RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Pour notre cas on a :

- Groupe d'usage 2
 - Zone sismique IIa
- } $\longrightarrow A = 0,15$ (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99 version 2003})$$

Avec :

T₂: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7 \quad (4.3 \text{ RPA99 version 2003})$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : $\zeta = 10 \%$

$$\eta = 0.76 > 0.7$$

$$D = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{\text{structure}}} \right)^{2/3} = 2,5 \times 1,26 \left(\frac{0,5}{0,64} \right)^{2/3} = 1,61$$

Pour le poids total de la structure W → display → show tables → building output → building output → story shears → select cases /combo: Poids → OK

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	E6-1	POIDS	Top	17,37	0,00	0,00	0,000	103,359	-152,867
	E6-1	POIDS	Bottom	60,50	0,00	0,00	0,000	371,765	-528,992
	E6	POIDS	Top	1707,67	0,00	0,00	0,000	8905,662	-15170,251
	E6	POIDS	Bottom	2180,44	0,00	0,00	0,000	11444,813	-19597,669
	E5	POIDS	Top	3839,66	0,00	0,00	0,000	20039,473	-34312,677
	E5	POIDS	Bottom	4312,43	0,00	0,00	0,000	22578,624	-38740,095
	E4	POIDS	Top	5971,64	0,00	0,00	0,000	31173,284	-53455,103
	E4	POIDS	Bottom	6444,41	0,00	0,00	0,000	33712,435	-57882,522
	E3	POIDS	Top	8103,62	0,00	0,00	0,000	42307,096	-72597,530
	E3	POIDS	Bottom	8636,06	0,00	0,00	0,000	45155,785	-77590,321
	E2	POIDS	Top	10295,28	0,00	0,00	0,000	53750,445	-92305,330
	E2	POIDS	Bottom	10827,72	0,00	0,00	0,000	56599,134	-97298,121
	E1	POIDS	Top	12486,93	0,00	0,00	0,000	65193,794	-112013,129
	E1	POIDS	Bottom	13019,37	0,00	0,00	0,000	68042,483	-117005,920
	RDC	POIDS	Top	14678,58	0,00	0,00	0,000	76637,143	-131720,925
	RDC	POIDS	Bottom	15616,98	0,00	0,00	0,000	81659,149	-140519,686

W : poids de la structure donné par le logiciel

ETABS . W= 15616.98 kN

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,61
Facteur de qualité Q	1,15
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure W_t [kN]	15616,98

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,61 \times 1,15}{3,5} \times 15616,98 = 1239,20 \text{ kN}$$

$$V_{RPA} = 1239,20 \text{ kN.}$$

Display → **Show tables** → **Modal information** → **building modal information** → **response spectrum base reactions** → **select cases /combo (Ex et EY)** → ok

➤ **Efforts tranchants à la base obtenus par la méthode dynamique :**

$$V_{x \text{ dynamique}} = 1024,15 \text{ [kN].}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = 1040,91 \text{ [kN].}$$

➤ **Comparaison des résultats :**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que : $0,8V_{RPA} = 991,36 \text{ KN}$

• **Sens longitudinal :**

$V_{x \text{ dyn}} = 1024,15 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 991,36 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

• **Sens transversal :**

$V_{y \text{ dyn}} = 1040,91 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 991,36 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

V.3.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

On doit satisfaire la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3.$$

Avec: N_d : effort normal

B : aire de la section (bxh)

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton

1) select → by frame section → Pot RDC → ok

2) Display → Show tables → select cases/combo (8RPA) → OK

3) Frame output → frame force → column force

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous

❖ **Pour les poteaux 40X40 :**

$N_d = 786,81 \text{ KN}$

$$V = \frac{786,81 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.19 < 0.3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Pour les poteaux 35x35 :**

$N_d = 667,53 \text{ KN}$

$$V = \frac{667,53 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.21 < 0.3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Pour les poteaux 30x30 :

$$N_d = 297.3 \text{ KN}$$

$$V = \frac{297.3 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0.13 < 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.3.6. Justification vis-à-vis des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 version 2003, formule 4-19})$$

δ_{ek} déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

δ_{kx} déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

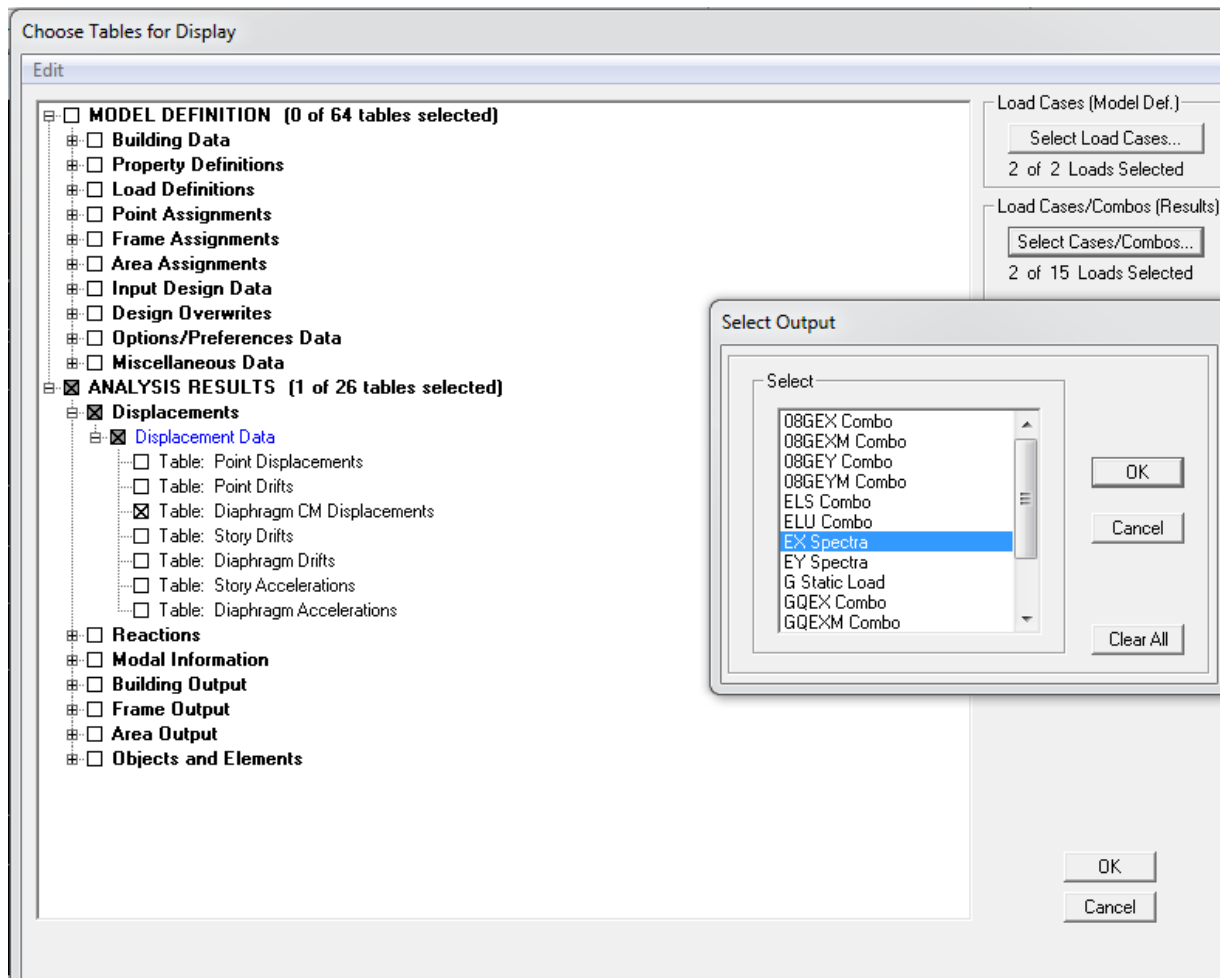
δ_{ky} déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

H_e hauteur de l'étage courant

➤ **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **Show Tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

Select Cases/Combos → 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements

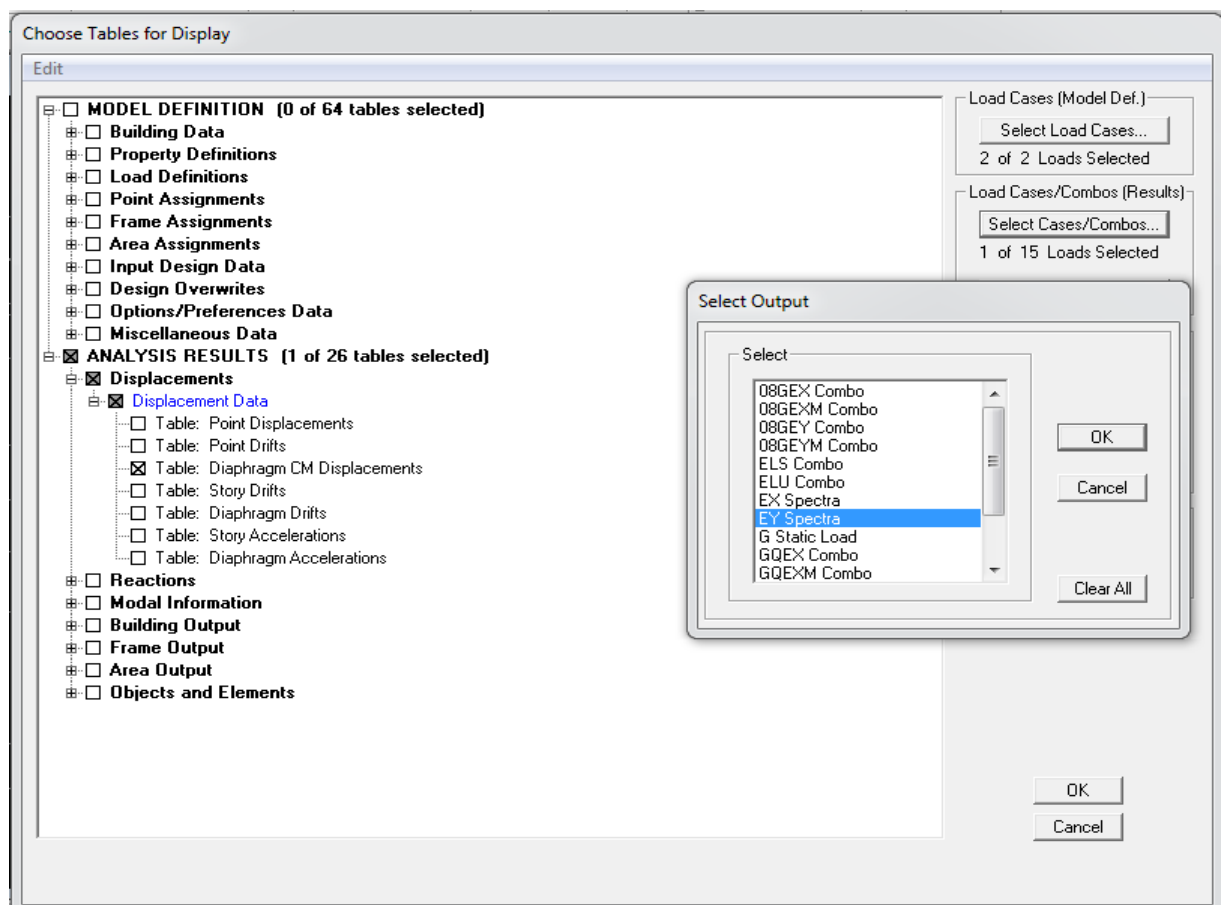
Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	E6-1	D7	EX	0,0155	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00038
	E6	D7	EX	0,0134	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00035
	E5	D6	EX	0,0113	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00029
	E4	D5	EX	0,0091	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00024
	E3	D4	EX	0,0067	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
	E2	D3	EX	0,0045	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
	E1	D2	EX	0,0024	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	RDC	D1	EX	0,0009	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002

OK

➤ Dans le sens transversal



Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

Select Cases/Combos → 2 fois sur **OK**

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	E6-1	D7	EY	0,0004	0,0141	0,0000	0,00000	0,00000	0,00060
	E6	D7	EY	0,0006	0,0124	0,0000	0,00000	0,00000	0,00056
	E5	D6	EY	0,0005	0,0105	0,0000	0,00000	0,00000	0,00047
	E4	D5	EY	0,0003	0,0084	0,0000	0,00000	0,00000	0,00038
	E3	D4	EY	0,0002	0,0062	0,0000	0,00000	0,00000	0,00028
	E2	D3	EY	0,0002	0,0041	0,0000	0,00000	0,00000	0,00019
	E1	D2	EY	0,0001	0,0023	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
	RDC	D1	EY	0,0000	0,0008	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_x :

Story	Diaphragme	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1% H_e	conclusion
E6-1	D7	EX	0,0155	3,5	0,05425	0,00735	0.0306	CV
E6	D7	EX	0,0134	3,5	0,0469	0,00735	0.0306	CV
E5	D6	EX	0,0113	3,5	0,03955	0,0077	0.0306	CV
E4	D5	EX	0,0091	3,5	0,03185	0,0084	0.0306	CV
E3	D4	EX	0,0067	3,5	0,02345	0,0077	0.0306	CV
E2	D3	EX	0,0045	3,5	0,01575	0,00735	0.0306	CV
E1	D2	EX	0,0024	3,5	0,0084	0,00525	0.0306	CV
RDC	D1	EX	0,0009	3,5	0,00315	0,00315	0.0408	CV

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_y :

Story	Diaphragme	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1% H _e	conclusion
E6-1	D7	EY	0,0141	3,5	0,04935	0,00595	0.0306	CV
E6	D7	EY	0,0124	3,5	0,0434	0,00665	0.0306	CV
E5	D6	EY	0,0105	3,5	0,03675	0,00735	0.0306	CV
E4	D5	EY	0,0084	3,5	0,0294	0,0077	0.0306	CV
E3	D4	EY	0,0062	3,5	0,0217	0,00735	0.0306	CV
E2	D3	EY	0,0041	3,5	0,01435	0,0063	0.0306	CV
E1	D2	EY	0,0023	3,5	0,00805	0,00525	0.0306	CV
RDC	D1	EY	0,0008	3,5	0,0028	0,0028	0.0408	CV

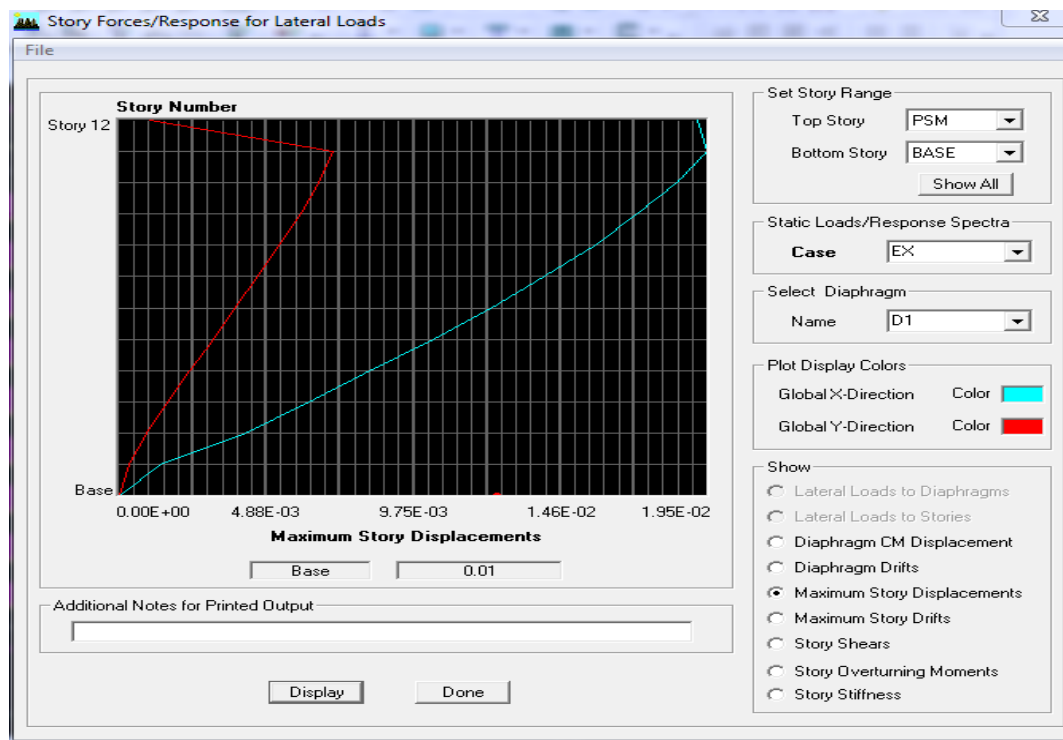
➤ Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

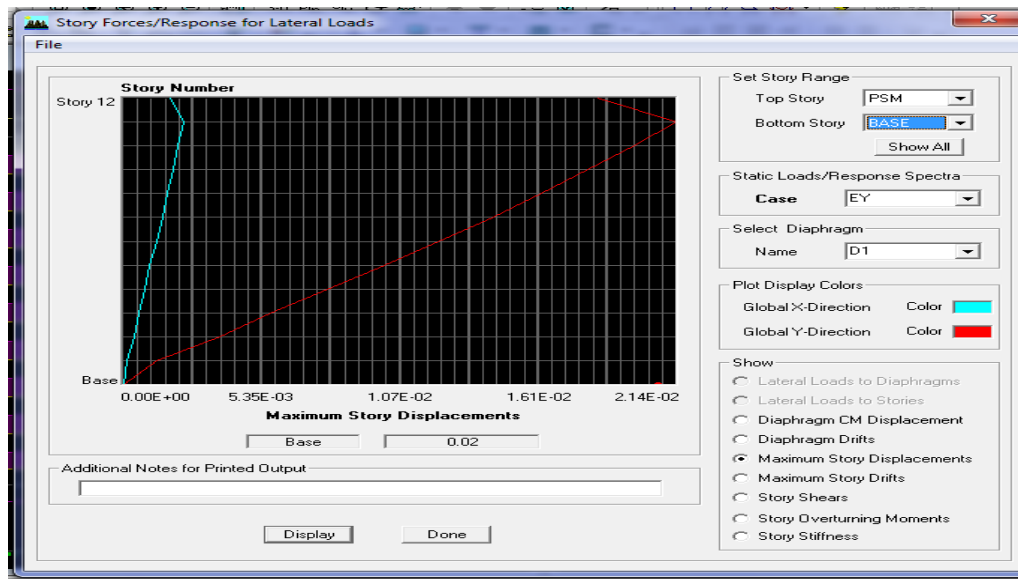
$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500} \quad (\text{Art B.6.5,3/BAEL91}) \quad \text{avec} \quad f : \text{la flèche admissible.}$$

h_t : la hauteur totale du bâtiment

Suivant Ex



$$\delta_{Max} = 0.01m \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{24,94}{500} = 0.04988 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey

$$\delta_{\text{Max}} = 0.02 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{24.94}{500} = 0.04988 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.7. Justification vis-à-vis de L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003)

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec:

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k». $P_k = \sum(WGi + \beta WQi)$

V_k : Effort tranchant au niveau «k» = $\sum F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : Hauteur d'étage «k».

- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un

facteur égale à $\frac{1}{(1-k)}$

- Si $\theta_k > 0,2$: la structure est potentiellement instable elle doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après.

Story	poids	Sens x-x (sous X)				Sens Y- Y (sous Y)			
		Δ_{kx} [m]	V_x [kN]	$V_x \times h$	Θ_x	Δ_{ky} [m]	V_y [kN]	$V_y \times h$	Θ_y
PSM	60,5	0,00735	8,68	26,5608	0,0167418	0,00595	8,18	25,0308	0,0143813
ÉTAGE 6	2180,44	0,00735	290,63	889,3278	0,0180206	0,00665	294,24	900,3744	0,0161043
ÉTAGE 5	4312,43	0,0077	506,87	1551,0222	0,0214089	0,00735	514,75	1575,135	0,0201229
ÉTAGE 4	6444,41	0,0084	675,66	2067,5196	0,0261826	0,0077	687,24	2102,9544	0,0235963
ÉTAGE 3	8636,06	0,0077	811,32	2482,6392	0,0267851	0,00735	825,74	2526,7644	0,0251211
ÉTAGE 2	10827,72	0,00735	910,39	2785,7934	0,0285677	0,0063	926,43	2834,8758	0,0240627
ÉTAGE 1	13019,37	0,00525	982,67	3006,9702	0,0227311	0,00525	999,29	3057,8274	0,022353
RDC	15616,98	0,00315	1024,15	4178,532	0,0117729	0,0028	1040,91	4246,9128	0,0102963

Conclusion

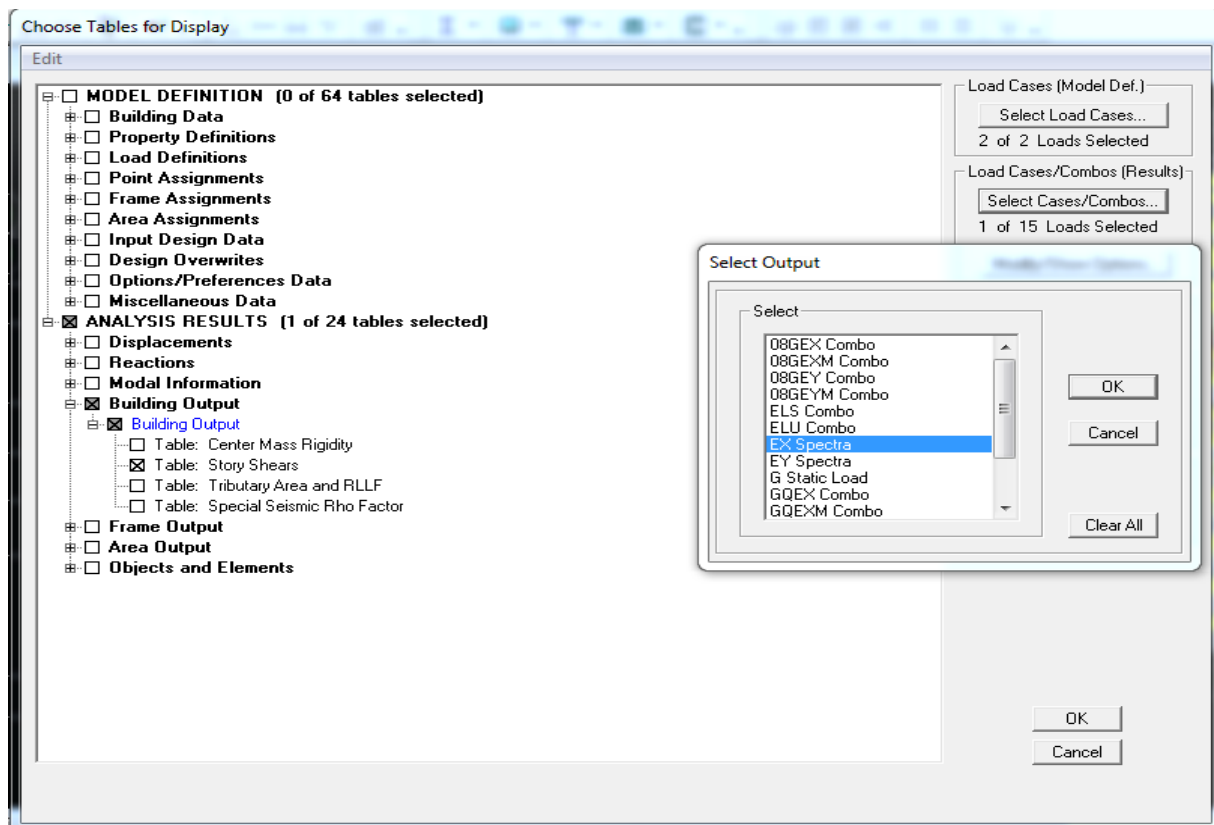
L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta \leq 0,1$.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

Pour V_x

Display → **show tables** → **ANALYSIS RESULTS** → **Building Output**

→ **Table: Story Shears** → on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur : 2 fois **OK**



Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	E6-1	EX	Top	0,00	8,68	0,71	53,910	0,000	0,000
	E6-1	EX	Bottom	0,00	8,68	0,71	53,910	1,769	21,700
	E6	EX	Top	0,00	290,63	19,00	1897,032	1,769	21,700
	E6	EX	Bottom	0,00	290,63	19,00	1897,032	59,840	909,651
	E5	EX	Top	0,00	506,87	24,73	3316,107	59,840	909,651
	E5	EX	Bottom	0,00	506,87	24,73	3316,107	132,393	2440,810
	E4	EX	Top	0,00	675,66	27,84	4435,535	132,393	2440,810
	E4	EX	Bottom	0,00	675,66	27,84	4435,535	202,443	4447,221
	E3	EX	Top	0,00	811,32	32,44	5340,719	202,443	4447,221
	E3	EX	Bottom	0,00	811,32	32,44	5340,719	276,797	6839,552
	E2	EX	Top	0,00	910,39	35,91	6020,439	276,797	6839,552
	E2	EX	Bottom	0,00	910,39	35,91	6020,439	358,793	9517,177
	E1	EX	Top	0,00	982,67	42,23	6533,983	358,793	9517,177
	E1	EX	Bottom	0,00	982,67	42,23	6533,983	453,121	12388,708
	RDC	EX	Top	0,00	1024,15	48,17	6829,049	453,121	12388,708
	RDC	EX	Bottom	0,00	1024,15	48,17	6829,049	607,875	16396,520

OK

Pour Vy

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → Building Output

→ Table: Story Shears → on définit la combinaison Ex on cliquant sur : 2 fois OK

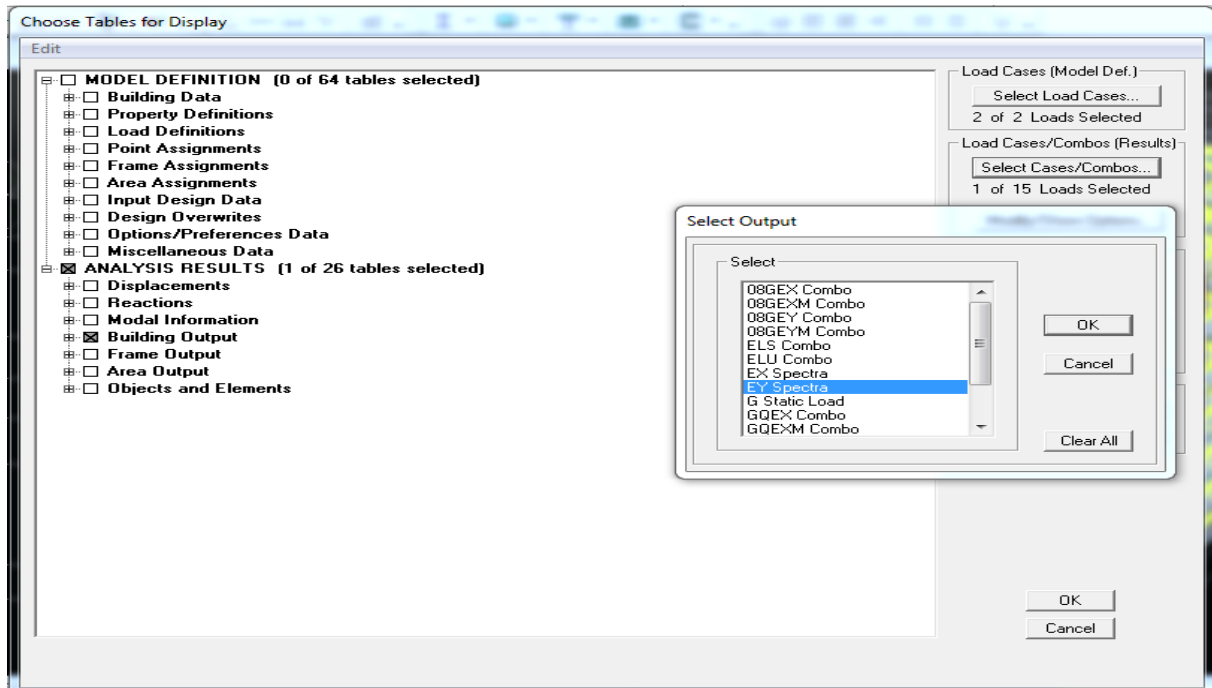
Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	E6-1	EY	Top	0,00	0,74	8,18	72,896	0,000	0,000
	E6-1	EY	Bottom	0,00	0,74	8,18	72,896	20,456	1,849
	E6	EY	Top	0,00	18,52	294,24	2787,731	20,457	1,849
	E6	EY	Bottom	0,00	18,52	294,24	2787,731	920,023	58,212
	E5	EY	Top	0,00	24,13	514,75	4883,217	920,023	58,212
	E5	EY	Bottom	0,00	24,13	514,75	4883,217	2475,896	128,845
	E4	EY	Top	0,00	27,50	687,24	6543,986	2475,896	128,845
	E4	EY	Bottom	0,00	27,50	687,24	6543,986	4518,824	197,831
	E3	EY	Top	0,00	32,43	825,74	7891,454	4518,824	197,831
	E3	EY	Bottom	0,00	32,43	825,74	7891,454	6957,116	272,712
	E2	EY	Top	0,00	36,08	926,43	8907,699	6957,116	272,712
	E2	EY	Bottom	0,00	36,08	926,43	8907,699	9686,647	356,561
	E1	EY	Top	0,00	42,29	999,29	9685,989	9686,647	356,561
	E1	EY	Bottom	0,00	42,29	999,29	9685,989	12612,283	453,053
	RDC	EY	Top	0,00	48,17	1040,91	10140,378	12612,283	453,053
	RDC	EY	Bottom	0,00	48,17	1040,91	10140,378	16691,886	609,765

OK



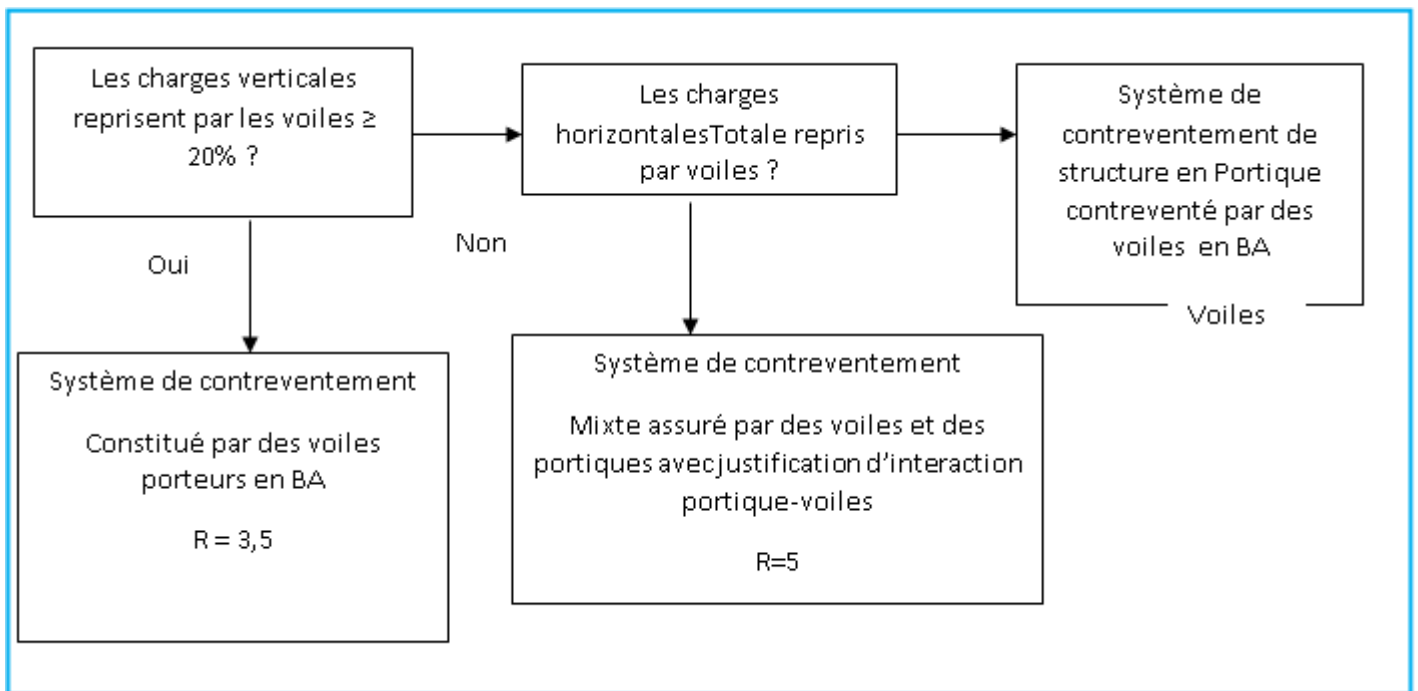
CONCLUSION

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, nous allons donc passer au ferrailage de la structure.

V.4. Étude du contreventement et calcul du coefficient de comportement R

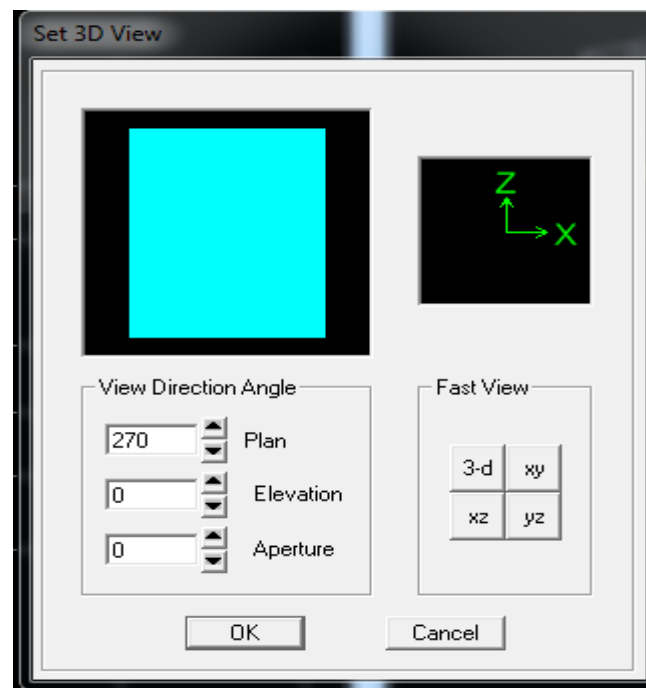
Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Nous avons :

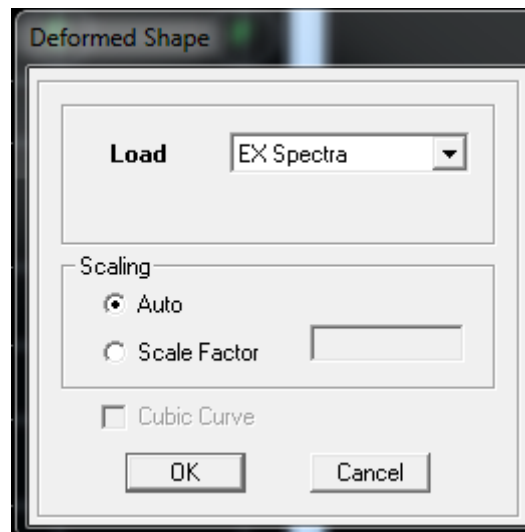


Sens X-X

View → **set 3D view** → une fenêtre apparait on sélectionne xZ on met 0 pour Aperture

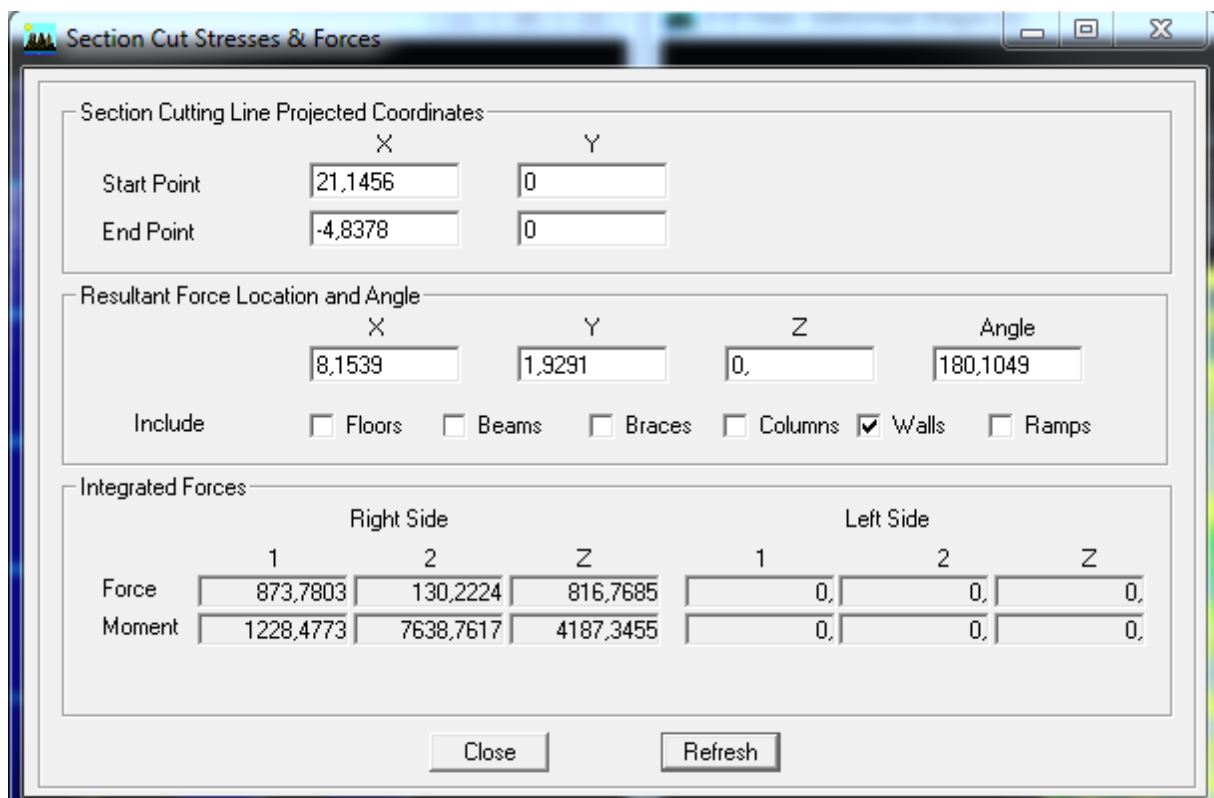


Ensuite →**display** →**show deformed shape** → on sélectionne la combinaison Ex.



Ensuite **draw** →**draw section cut**

→on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient la fenêtre suivante :



Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clique sur Refresh on aura une nouvelle valeur dans Force case 1:

On a 762,5446 \longrightarrow 100%

617,9872 \longrightarrow X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

- Effort repris par les voiles=**81,04%**
- Effort repris par les portiques=**18,96%**

Sens Y-Y

Sur ETABS on obtient les résultats suivants :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	20,4794	0
End Point	-6,6461	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	6,9166	2,3574	0,	180,1005

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	54,2596	1047,2231	438,5267	0,	0,	0,
Moment	7506,1401	2960,8566	3011,7035	0,	0,	0,

Close Refresh

Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clique sur Refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1:

On a 789,7406 \longrightarrow 100%

738,0912 \longrightarrow X

$$X = \frac{738,0912 \times 100}{789,7406} = \mathbf{93,45\%}$$

Donc :

- Effort repris par les voiles=**93,45%**
- Effort repris par les portiques=**6,55%**

Effort vertical

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	19,5276	0
End Point	-2,6963	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,4157	1,8577	0,	179,0186

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-31,7856	-137,6865	-7005,97	0,	0,	0,
Moment	28895,1796	-828,962	-1183,056	0,	0,	0,

Close Refresh

On a 17045,954 \longrightarrow 100%

7005,97 \longrightarrow X

$$X = \frac{7005,97 \times 100}{17045,97} = \mathbf{41,1\%}$$

- Effort repris par les voiles=**41,1%**
- Effort repris par les portiques=**58,9%**

Tableau : Valeurs du coefficient de comportement R

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R		
Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Selon les résultats trouvés et le **tableau 4.3 du RPA 2003**

On déduit que notre structure est une structure portiques-voiles contreventée par voiles

Donc **R=3.5**

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que le plus grand nombre des efforts verticaux sont repris par les voiles (plus de 20%)

- | | | |
|--|---|------------------------|
| ✓ Effort repris par les voiles= 81,04% | } | sens X-X |
| ✓ Effort repris par les portiques= 18,96% | | |
| ✓ Effort repris par les voiles= 93,45% | } | sens Y-Y |
| ✓ Effort repris par les portiques= 6,55% | | |
| ✓ Effort repris par les voiles= 41,1% | } | Effort vertical |
| ✓ Effort repris par les portiques= 58,9% | | |

D'après l'article 3.4 du RPA 2003 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système du contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R=3,5** ce qui nous amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse

VI.1.Ferrailage des poteaux

VI.1.1.Introduction

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 fléchissants suivants :

- ✓ Effort normal maximal (N_{\max}) ainsi que le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$)
- ✓ Effort normal minimal (N_{\min}) ainsi que le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$)
- ✓ Moment fléchissant maximal (M_{\max}) et ainsi l'effort normal correspondant ($N_{\text{correspondant}}$)

Tableau VI. 1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

- **Les combinaisons des charges**

a. Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99

D'après le règlement BAEL91, le ferrailage se calcule suivant des situations, auxquelles on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons

À l'ELU : $1.35G + 1.5Q$

À l'ELS : $G + Q$

b. Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ Version 2003.

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

VI.1.2.Recommandation du RPA 99/Version 2003

➤ Armatures longitudinales

D'après le **RPA99/version 2003 (Art 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II_a.

Tableau VI. 2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

Section (cm ²)	% minimal d'armatures $A_{\min} = 0.8\% b h$ (cm ²)	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{\max} = 4\% b h$ (cm ²)	zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% b h$ (cm ²)
Poteaux 40x40	12.8	64	96.00
Poteaux 35x35	9.8	49	73.50
Poteaux 30x30	7.2	36	54

VI.1.3. Calcul de la section d'armature à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

➤ Calcul du centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow \text{Deux cas peuvent se présenter}$$

1. Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

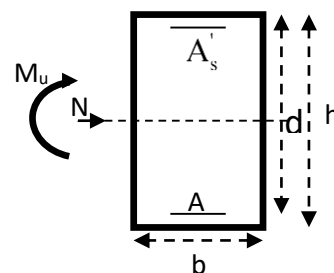
(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C'$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante



$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}.$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.

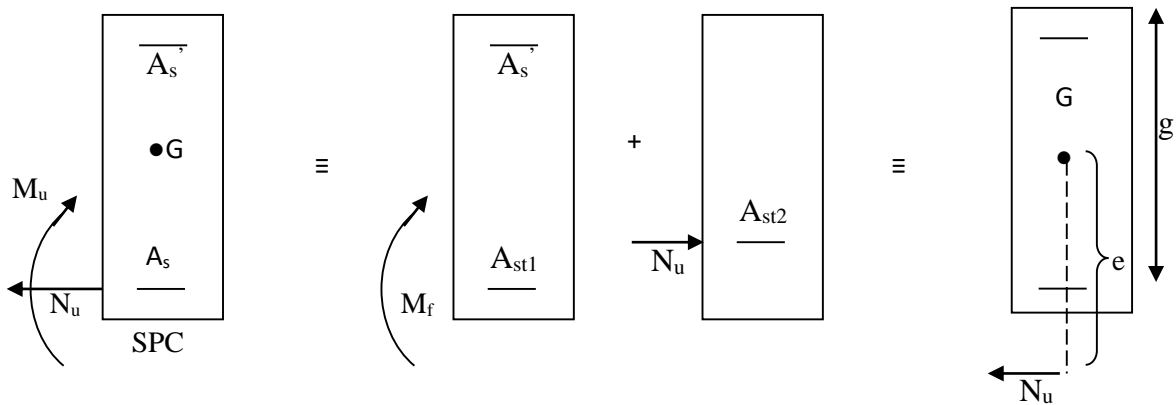


Figure VI. 1.1 : Section d'un poteau SPC.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

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

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Armatures réelle est

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

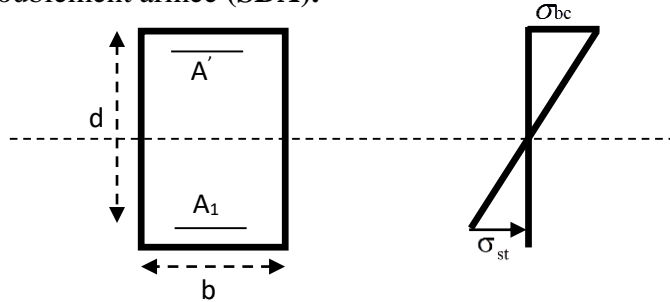
2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_{\ell} = 0.392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_r = \mu_{\ell} b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A f = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

2. Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

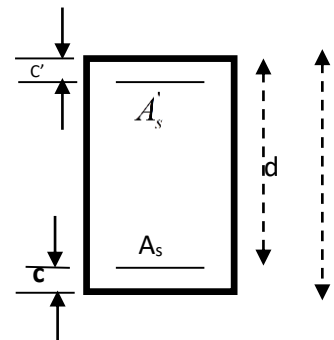
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$



2^{ème} cas :

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 < N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A_s' = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

VI.1.4.Exemple de Calcul pour les poteaux 40x40 (calcul manuel)

$$N_{\max} = -901.67 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 6.776 \text{ KN.m (Effort de compression).}$$

$$e = \frac{6.776}{901.67} = 0.0075 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - C' = \frac{0.4}{2} - 0.03 = 0.17 \text{ m}$$

$$e_u = 0.0075 < \frac{h}{2} - C' = 0.17 \text{ m}$$

→ **Calcul de moment fictif à la flexion simple**

$$M_f = N_u \times g = N_u = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = (6.776) + (-901.67) \times \left(\frac{0.4}{2} - 0.03 \right) = -146.5 \text{ KN.m}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.4}\right) \times 0.04^2 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 = 251.056 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f = (-901.67) \times (0.37 - 0.03) - (-160.05) = -146.51 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}.$$

→ SPC

Donc la section est partiellement comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

✓ Calcule A_{st}

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.776 \times 10^6}{400 \times 370^2 \times 14.2} = 0.008$$

$\mu \leq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$\beta = 0.996$$

✓ Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{-6.776 \times 10^5}{0.996 \times 37 \times 348 \times 10^2} = -0.528 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

✓

Armatures

réelle

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s} = 0.528 - \frac{901.67 \times 10^3}{348 \times 10^2} = -25.38 \text{ cm}$$

Donc : $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 0$

VI.1.5. Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans le logiciel

pot40x40 - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : pot40x40
Nom du fichier : pot40x40

Matériaux
Contrainte béton : f_{cj} 25 MPa Coeff. acier/béton n 15
Limite élast. acier : f_e 400 MPa

☒ Calcul aux ELU ☐ Calcul aux ELS

Effort normal : N_u 901.7 kN
Moment fléchissant : M_u 6.78 kN*m

Coefficients
durée chargement : θ 1
sécurité du béton : γ_b 1.5
sécurité de l'acier : γ_s 1.15

Convention signes
N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
☒ peu préjudiciable
☐ préjudiciable
☐ très préjudiciable

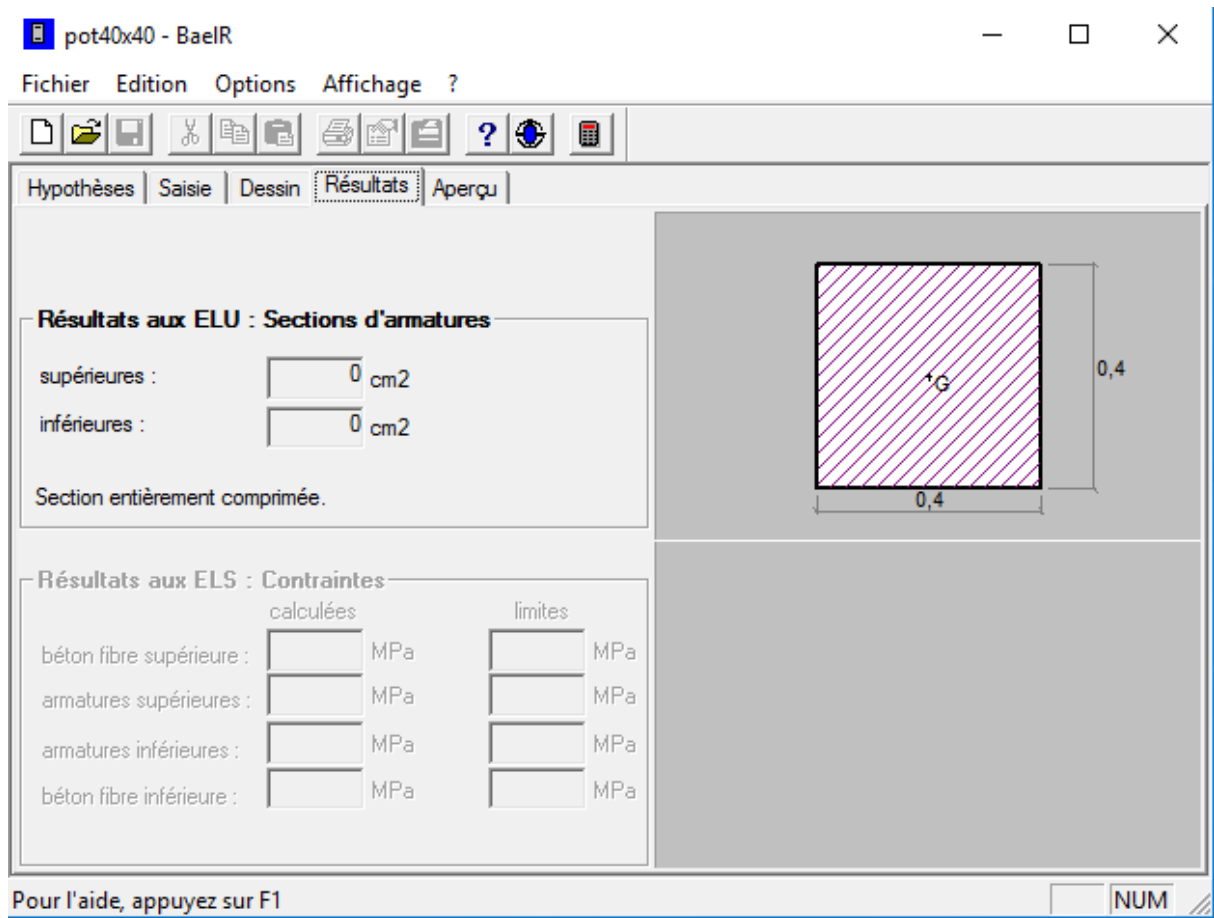
Type d'armature
☐ rond lisse
☒ barre HA
☐ barre HA

Géométrie
Largeur : b 0.4 m
Hauteur : h 0.4 m
Pos. cdg armatures sup. : d' 0.03 m
Pos. cdg armatures inf. : c 0.03 m

Diagramme de la section : +G

Pour l'aide, appuyez sur F1 NUM

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats puis la fenêtre suivante s'affiche



Note :

Le ferraillage des poteaux se fait par zone tel que :

Zone I : RDC

Zone II : Du 1er au 3ème étage

Zone III : Du 4ème à l'étage terras

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessus selon les différentes combinaisons.

Section (cm ²)	Sollicitation (cm ²)	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	e (m)	h/2-c'	OBS	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix d'armatures	A _{adoptée} (cm ²)
40x40	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-901.67	6.776	0.0075	0.170	SEC	0	0	12.8	4HA20+ 4HA14	18.71
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE _X	170.92	4.438	0.025	0.170	SEC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE _Y	-746.58	21.398	0.028	0.170	SEC	0	0			
35x35	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-751.87	16.145	0.021	0.145	SEC	0	0	9.8	4HA16+ 4HA12	12.56
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE _X	115.29	20.608	0.178	0.145	SPC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE _X	-387.1	-51.703	0.133	0.145	SEC	0	0			
30x30	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-356.49	-1.973	0.0055	0.120	SEC	0	0	7.2	8HA12	9.05
	$N_{min} - M_{corres}$	GQE _X	25.89	18.515	0.715	0.120	SPC	0	0.0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE _Y	-81.57	-41.512	0.508	0.120	SPC	0.42	0			

Tableau VI. 3 : Résultats de ferraillage des poteaux .

➤ Les armatures transversales

Les armatures transversales ont principalement le rôle de maintenir les armatures longitudinales, elles évitent ainsi le flambement. Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{Article 7.4.2.2/RPA99 version 2003})$$

Avec

- . V_u : Effort tranchant de calcul (Donné par ETABS).
- . h_t : Hauteur totale de la section brute.
- . f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversal ($f_e = 400$ MPa).
- . t : Espacement des armatures transversales tel que :
- . **Zone nodale** : $t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow t = 8 \text{ cm}$.
- . **Zone courante** : $t' \min \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1\right) = \left(\frac{35}{2}, \frac{35}{2}, 12\right) \Rightarrow t' = 10 \text{ cm}$.
- . ρ : Coefficient correcteur en fonction de l'élancement géométrique λ_g ($\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ où $\frac{l_f}{b}$).

1. Diamètres des armatures transversales

D'après les règles du 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 qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec : ϕ_l le plus grand diamètre des armatures longitudinales

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi = 8 \text{ mm}$.

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

2. Espacement des armatures transversales.

- Selon le BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

Avec : a : c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

✓ En zone courante (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

✓ En zone nodale (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1.2\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

3. Vérification de la quantité d'armatures transversales

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs présidentes.

Avec : b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7L_0$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Poteau	Hauteur	L_f	λ_g	A_t^{\min}		$A_{\text{adoptée}}$	Observation
				Zone Courante $S_t = 15\text{cm}$	zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		
40x40	408	2.8560	7.14	1.80	1.2	2.01	CV
35x35	306	2.1420	6.12	1.575	1.05	2.01	CV
30x30	306	2.1420	7.14	1.35	0.9	2.01	CV

4. Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte de chaque barre sont données dans la figure ci-dessus.

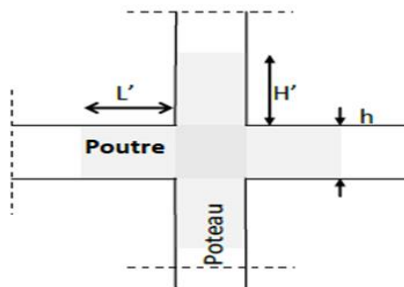


Figure VI. 2 : Zone nodale.

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right\}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : dimensions du poteau.

h_e: hauteur entre nus des poutres

Tableau VI. 5 : Détermination de la zone nodale.

Section (cm ²)	h (cm)	h' (cm)
Poteau (40x40)	408	$h' = \max\{63; 45; 45; 60\}=63\text{cm}$
Poteau (35x35)	306	$h' = \max\{46; 40; 40; 60\}=60\text{cm}$
Poteau (30x30)	306	$h' = \max\{46; 35; 35; 60\}=60\text{cm}$

5. Longueur minimale des recouvrements

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone IIa est : $L_r = 40 \times \phi$.

- $\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$

6. Longueur d'ancrage

BAEL91 modifié 99 (Art .A.6.1.221).

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$f_{i28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{i28}$$

$\psi = 1.5$ pour les acier haute adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

Pour HA 12 : $l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 11.34 \text{ cm}$

Pour HA 14 : $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Pour HA 16 : $l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$

7. Vérification des contraintes tangentielles

RPA99 version 2003 (Art.7.4.3.2).

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 & d'ou \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 & d'ou \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

Tableau VI. 6 : Vérification des contraintes tangentielle.

Poteau (cm ²)	h _e (m)	b=h (mm)	$\lambda_g \geq 5$	d (mm)	T _u x 10 ³ N	τ_b (MP)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
40x40	4.08	400	7.14	370	10.01	0.067	1.875	Condition vérifiée
35x35	3.06	350	6.12	320	34.88	0.311	1.875	Condition vérifiée
30x30	3.06	300	7.14	270	29.02	0.358	1.875	Condition vérifiée

VI.1.6. Vérification à l'ELS

a. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1 BAEL 91/ Modifié 99)

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 7 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.

Section (cm ²)	Sollicitation (cm ²)	N _s (kN)	M _s (kN.m)	e _s (m)	h/6	Nature	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Observation
40x40	N _{max} - M _{corres}	-652.6	4.85	0.0075	0.0666	SEC	4.396	18.71	vérifiée
	N _{min} - M _{corres}	-144.98	-0.222	0.0015	0.0666	SEC	4.40		
	N _{corres} - M _{max}	-637.48	-9.55	0.014	0.0666	SEC	4.40		
35x35	N _{max} - M _{corres}	-544.2	11.556	0.021	0.0583	SEC	3.33	12.56	vérifiée
	N _{min} - M _{corres}	-83.96	-0.121	0.014	0.0583	SEC	3.33		
	N _{corres} - M _{max}	-12.096	-247.97	0.048	0.0583	SEC	3.33		
30x30	N _{max} - M _{corres}	-359.02	0.047	0.0055	0.05	SEC	2.41	9.05	vérifiée
	N _{min} - M _{corres}	-2.05	-1.436	0.7	0.05	SPC	3.22		
	N _{corres} - M _{max}	-59.12	-13	0.21	0.05	SPC	2.46		

b. État limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible

c. Etat limite de compression du béton

BAEL 91 modifié 99 (Art A.4.5.2).

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Remarque : Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel **SOCOTEC**

pot40x40 - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses **Saisie** Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : pot40x40
Nom du fichier : pot40x40

Matériaux
Contrainte béton : f_{cj} 25 MPa Coeff. acier/béton n 15
Limite élast. acier f_e 400 MPa

Géométrie
Largeur : b 0.4 m
Hauteur : h 0.4 m
Pos. cdg armatures d' 0.03 m
Pos. cdg armatures inf. c 0.03 m

☒ Calcul aux ELU
Effort normal Nu 901.7 kN
Moment fléchissant Mu 6.78 kN*m

Coefficients
durée chargement θ 1
sécurité du béton : γ_b 1.5
sécurité de l'acier : γ_s 1.15

☒ Calcul aux ELS
Effort .. : Ns 652.6 kN
Moment .. : Ms 4.85 kN*m

Sections d'armatures
supérieures 18.71 cm²
inférieures : 18.71 cm²

Convention signes
N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre

Fissuration
☒ peu préjudiciable
☐ préjudiciable
☐ très préjudiciable

Type d'armature
☐ rond lisse
☒ barre HA
☐ barre HA

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

Figure VI. 3 : Caractéristiques et sollicitation de la section.

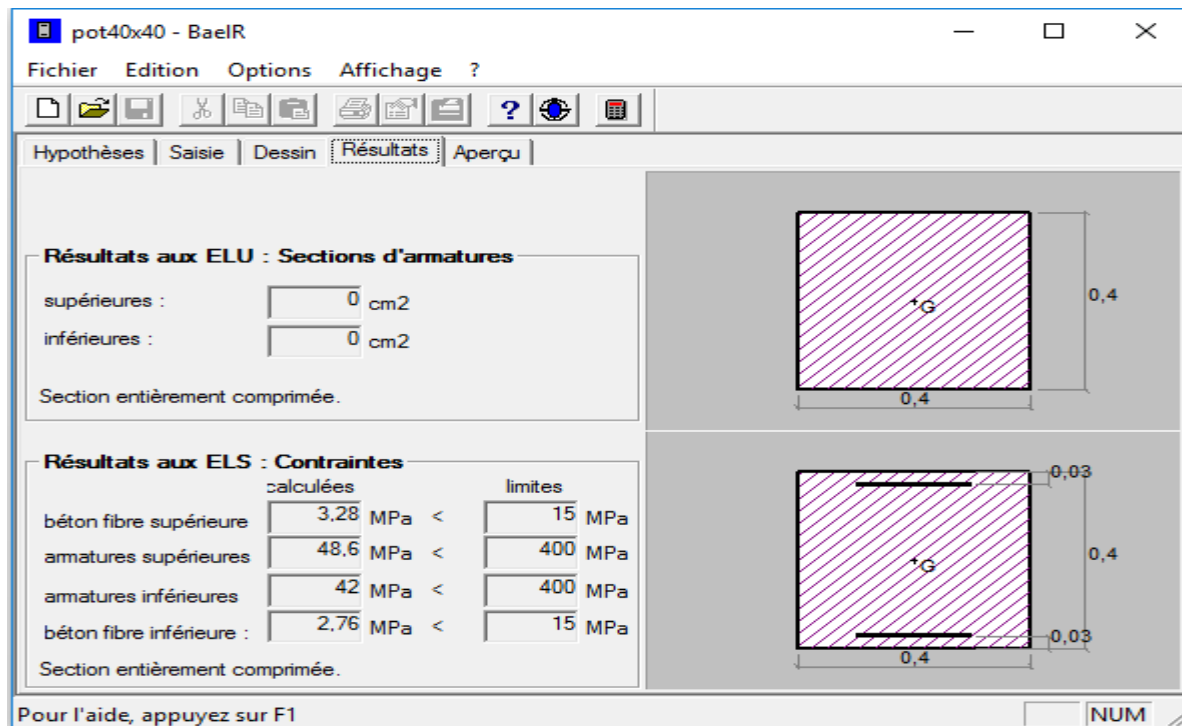


Figure VI. 4 : Affichage des résultats.

Section (cm ²)	N (kN)	M (kN.m)	σ_{bs} MPa	σ_{bi} MPa	σ_{ss} MPa	σ_{si} MPa	Observation
40x40	$N_{max} = -652.6$	$M_{cor} = -0.222$	3.28	2.75	48.6	42	Condition vérifiée
	$N_{min} = -144.98$	$M_{cor} = 4.85$	0.66	0.68	9.91	10.2	Condition vérifiée
	$N_{cor} = -637.48$	$M_{max} = -9.55$	2.44	3.40	37.8	50.7	Condition vérifiée
35x35	$N_{max} = -544.2$	$M_{cor} = 11.556$	4.41	2.38	63.2	38.8	Condition vérifiée
	$N_{min} = -83.96$	$M_{cor} = -0.121$	3.53	52.6	49.3	3.26	Condition vérifiée
	$N_{cor} = -12.096$	$M_{max} = -247.9$	0.51	2.58	10.3	36.1	Condition vérifiée
30x30	$N_{max} = -259.02$	$M_{cor} = 0.047$	0.22	2.2	33.2	33.1	Condition vérifiée
	$N_{min} = -2.05$	$M_{cor} = -1.436$	0	0.27	-5.63	2.93	Condition vérifiée
	$N_{cor} = -59.12$	$M_{cor} = -13$	0	2.67	-32.6	32	Condition vérifiée

Conclusion

Le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section	A adopté (cm ²)
RDC	40 x 40	4HA20+4HA14 =18.71 cm ²
1, 2, 3	35 x 35	4HA16+4HA12=12.56 cm ²
4, 5, 6, terrasse	30 x 30	8HA12=9.05 cm ²

VI.2.Ferraillage des poutres

VI.2.1.Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu-nuisible.

Les moments et les efforts les plus défavorables sont extraits du logiciel **ETABS** en tenant comptes des combinaisons suivantes

- $1.35 G + 1.5 Q$ selon CBA93
- $G + Q \pm E$ selon RPA99
- $0.8 G \pm E$ selon RPA99

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- $G+Q$ à l'ELS

VI.2.2.Recommandations et exigences du RPA

a) Armatures longitudinales RPA 99/ version 2003 (Art 7.5.2.1)

Pourcentage total minimum $A_{min} = 0,5\% (b \cdot h)$, en toute section. **Pourcentage total maximum** $A_{max} = 4\%(b \cdot h)$;

En zone courante. $A_{max} = 6\%(b \cdot h)$;

En zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 8 : Section minimales et maximales des armatures longitudinales.

	Amin 0.5% bh (cm ²)	Amax zone courante 4%bh (cm ²)	Amax zone de recouvrement 6%bh (cm ²)
Poutre principale et poutre secondaire (25× 30)	3.75	30	45

b) Armatures transversales

RPA 99/ 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'espacement maximal entre les armatures transversales est données comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_i \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale.}$$

Φ_i : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

VI.2.3.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis résultants des combinaisons de charges les plus défavorables

$$\text{Soit } \mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\left[\begin{array}{ll} \theta = 0.85 & \text{cas accidentel.} \\ \theta = 1 & \text{cas durable} \end{array} \right.$$

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau VI. 9 : les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

➤ Etapes de calcul

Si $\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée

➤ **1er cas** : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

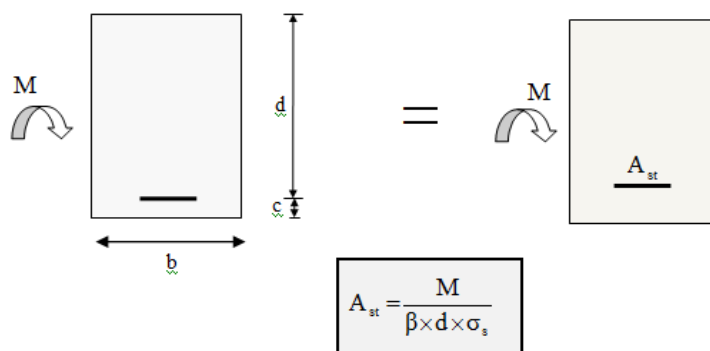


Figure VI. 5 : Disposition des armatures tendus S.S.A.

➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

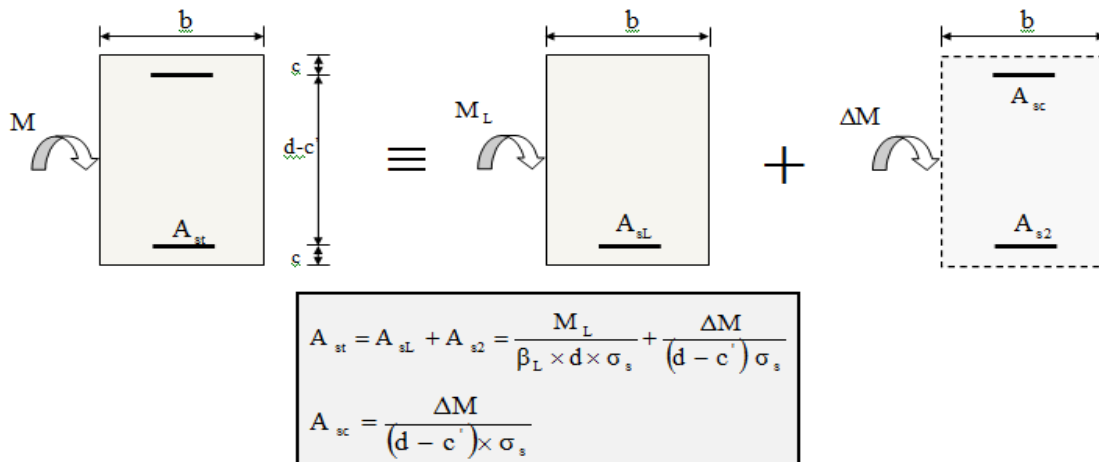


Figure VI. 6 : Disposition des armatures S.D.A.

➤ **Sollicitation de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Combinaison	Section (cm ²)	Localisation	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Poutre principale	ELU G+Q + - E	25x30	Appui	-68.03	
			Travée	34.178	
Poutre secondaire	0,8G + - E	25x30	Appui	-81.66	
			Travée	36.979	

➤ **Ferrailages des poutres**

Poutres principale (25 x30)

▪ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{36.297 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,140 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,924$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{36.297 \times 10^3}{0.924 \times 27 \times 348} = 4.18 \text{ cm}^2$$

▪ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{64.597 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 18.48} = 0.192 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.892$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{64.597 \times 10^3}{0.892 \times 27 \times 400} = 6.71 \text{ cm}^2$$

Les poutres secondaires (25 x30) :

▪ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27.729 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.107 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.943$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{27.729 \times 10^3}{0.943 \times 27 \times 348} = 3.12 \text{ cm}^2$$

▪ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{63.19 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 18.48} = 0.187 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.892$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{63.19 \times 10^3}{0.895 \times 27 \times 400} = 6.537 \text{ cm}^2$$

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferraillage des poutres principales et secondaires de notre structure :

Tableau VI. 10 : ferraillage des poutres principales.

	M_{max} (KN.m)	μ_b	Obs	B	A_{st}	Ferraillage	A_{adopté} (cm²)
En travée	36.297	0.140	SSA	0.924	4.18	3HA14	4.62
Aux appuis	64.597	0.192	SSA	0.892	6.71	3HA14 +3HA12	8.01

Tableau VI. 11 : ferraillage des poutres secondaires

	M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	B	A_{st}	Ferraillage	A_{adopté} (cm²)
En travée	27.729	0.107	SSA	0.943	3.12	3HA14	4.62
Aux appuis	63.19	0.187	SSA	0.895	6.537	3HA14 +3HA12	8.01

VI.2.4.Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité

BAEL9 1 modifié 99 (Art A.4.2.1).

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la **C.N.F** : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

• **Poutres principales** $A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$

• **Poutres secondaire** $A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$

Le résultat des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tableau VI. 12 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

		A_{st}	A_{min}	Vérifications
Poutres principales	En travée	4.62	0.81	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.01	0.81	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	4.62	0.81	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.01	0.81	Condition vérifiée

b. Armatures longitudinales

RPA / version 2003 (Art 7.5.2.1).

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton.

$$A_l^{min} = 0.5\% \times b \times h.$$

• **Poutre principale**

✓ **En travée**

$$A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.005 (25 \times 30) = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.75 \text{ cm}^2$$

✓ **Aux appuis**

$$A_{st} = 12.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.005 (25 \times 30) = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 12.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.75 \text{ cm}^2$$

• **Poutre secondaire**

✓ **En travée**

$$A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.005 (25 \times 30) = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.75 \text{ cm}^2$$

✓ **Aux appuis**

$$A_{st} = 12.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.005 (25 \times 30) = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 12.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.75 \text{ cm}^2$$

c. Armatures transversales

RPA 99/ version 2003 (Art 7.5.2.2).

Tableau VI. 13 : Armatures transversales.

Type	Calcul de (cm)			$A_t = 0.003 \times S_t \times b$	Ferraillage (cm ²)
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\}$	$\min\{15; 16.8\}$	$S_t=10$	0.75	4HA8=2.01
	Zone courante $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S'_t \leq 15\text{cm}$	$S_t=15$	1.125	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\}$	$\min\{15; 16.8\}$	$S_t=10$	0.75	4HA8=2.01
	Zone courante $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S'_t \leq 15\text{cm}$	$S_t=15$	1.125	

d. Vérification aux cisaillements

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, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle τ_u prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} < \overline{\tau_u}$$

Avec T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau VI. 14 : Vérification au cisaillement.

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principale	T_{\max}	69.65	25	27	0.103	3.33	condition vérifiée
Secondaire	T_{\max}	63.19	25	27	0.09	3.33	condition vérifiée

e. Influence de l'effort tranchant

• Influence sur le béton

BAEL 91 modifiée 99 (Art A.5.1.313).

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times 0.9 \times \frac{b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u = 0.9 \times 0.4 \times \frac{b d f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 0.9 \times 0.27 \times 0.25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN}$$

Tableau VI. 15 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	Fc28 (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principale	T_{\max}	69.65	25	27	25	405	condition vérifiée
Secondaire	T_{\max}	63.19	25	27	25	405	condition vérifiée

• Influence sur les armatures

BAEL 91 modifiée 99 (Art A.5.1.312).

On doit vérifier

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0 \rightarrow$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section

d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0 \rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire

Tableau VI. 16 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier

Poutres	T_u^{\max} (KN)	M_u^{\max} (KN.m)	d (m)	$0,9 \times d$ (m)	$T_u + \frac{M_u}{0,9d}$	Observation
Principale	79,26	-64.597	0.27	0.243	-196.18	Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures
Secondaire	43,75	-63.19	0.27	0.243	-196.85	

→ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

f. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres**BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).**L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$ Avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U_i}$$

 $\Psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA. $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.**✓ Poutres Principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{64.597 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 131.88} = 2.01 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.01 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Poutres Secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 63.19 = 131.88 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{63.19 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 131.88} = 1.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.97 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g. Calcul de la longueur de scellement droit des barres

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les } \phi_{14} \rightarrow L_s = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi_{12} \rightarrow L_s = 42.32 \text{ cm}$$

Selon le (BAEL91 modifié 99 Art A.6.1 ,21), l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0,4ls » pour les barres à haute adhérence.

$$\text{Pour les } \phi_{12} \rightarrow L_a = 16.93 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi_{14} \rightarrow L_a = 19.75 \text{ cm}$$

VI.2.5. Vérifications à L'ELS

1. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire

2. Etat limite de déformation (la flèche) BAEL9 1 modifié 99 (Art B.6.5).

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS $f = \frac{\overline{L}_{max}}{500} \geq f$

▪ Poutres principales :

$$f = \frac{\overline{L}_{max}}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm} > f = 0.044 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ Poutres secondaires :

$$f = \frac{\overline{L}_{max}}{500} = \frac{630}{500} = 1.26 \text{ cm} > f = 0.050 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc la flèche est vérifiée

3. Vérification des contraintes

- Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$.

- Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

✓ Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 d} \left\{ \begin{array}{l} k \\ \beta_1 \end{array} \right. \rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

✓ Vérification de la contrainte dans le béton BAEL9 1 modifié 99 (Art A.4.5.2).

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Les résultats sont récapitulatifs dans le tableau suivant :

Tableau VI. 17 : vérification des contraintes à L'ELS.

Poutre		M_s (KN. m)	A_{st} (cm ²)	d (cm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
P.P	Travée	17.061	4.62	27	0.684	0.879	26.32	155.60	348	CV	5.91	15	CV
	Appui	-26.341	8.01	27	1.186	0.852	18.78	142.95	348	CV	7.61	15	CV
P.S	Travée	15.353	4.62	27	0.684	0.879	26.32	140.02	348	CV	5.32	15	CV
	Appui	-20.059	8.01	27	1.186	0.852	18.78	108.86	348	CV	5.79	15	CV

VI.3.Ferraillage des Voiles

VI.3.1.Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Le RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone Iia

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

. Combinaison fondamentale :

$$1.35G + 1.5Q$$

. Combinaison accidentelle :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

VI.3.2.Exposé de la méthode de calcul

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations

les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

➤ Remarque :

- Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.
- Le calcul se fera par par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$

L_t : longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

VI.3.3.Détermination des diagrammes de contraintes

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)
- Section partiellement comprimé (SPC)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

Section	Diagrammes des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d' \times e$

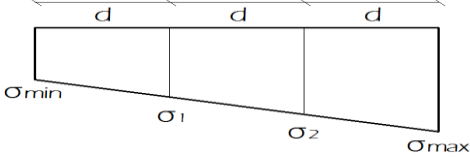
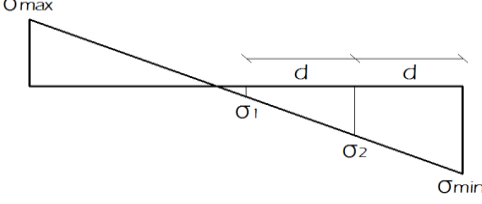
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d' \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d' \times e$

Tableau VI. 18 : Tableau des efforts normaux.

VI.3.4.Détermination des armatures

a. Armatures verticales

Tableau VI. 19 : Les armatures verticales pour chaque section.

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier

- En situation accidentelle $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
- En situation courante $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

b. Armatures horizontales

➤ D'après le BAEL

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

A_v : Section des armatures.

➤ D'après le RPA99/ version 2003 (Article 7.7.4.2)

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

- Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

RPA99/ Version 2003 (Art 7.7.4.3).

A_v et $A_H > 0.15\% B$Globalement dans la section du voile.

A_v et $A_H > 0.10\% B$en zone courante.

Avec :

B : section du béton

c. Armatures minimales

- Compression simple

BAEL91 modifié 99 (Art

A.8.1. 21).

$A_{min} > 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec :

B : Section du béton comprimée.

- Traction simple

BAEL91 modifié 99 (Art

A.4.2.1).

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : Section du béton tendue tel que:

$$B = d \times e.$$

D'après le **RPA99/ version 2003 (Article 7.7.4.1) [01]**, le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue au moins égales à 0.2% de la section horizontale du béton tendue.

$$A_{min} = 0.2\% B$$

d. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m²), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression, d'après l'article (**Art.7.7.4.3) RPA 99 /Version2003**

e. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 L V_u$

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

f. Armatures des potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile

g. Longueur de recouvrement

RPA99/Version 2003 (Art

7.7.4.3).

Elles doivent être égales à :

- 40 Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

h. Diamètre maximal

RPA99/ Version 2003 (Art 7.7.4.1).

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0.1 a$$

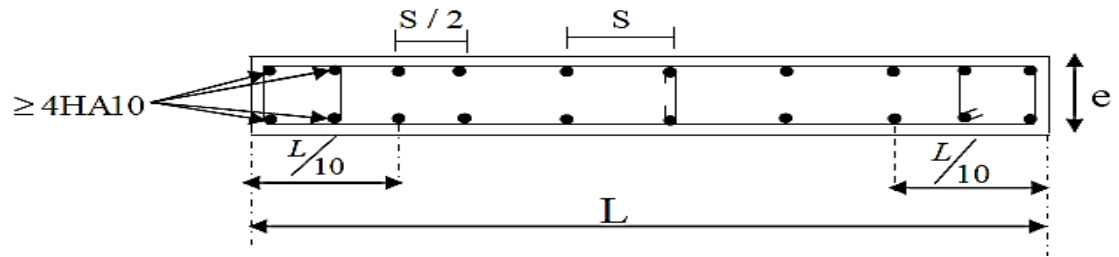


Figure VI. 7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

i. Espacement

D'après **RPA99/ Version 2003 (Art 7.7.4.3)** ; l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

VI.3.5.Vérifications à l'ELS**• Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

• Vérification de la contrainte de cisaillement

➤ **D'après RPA 99/Version2003 (Art 7.7.2)**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ D'après BAEL91 modifiées 99 (Art A.5.1.21).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

Figure IV.1 Définition des Diaphragmes.

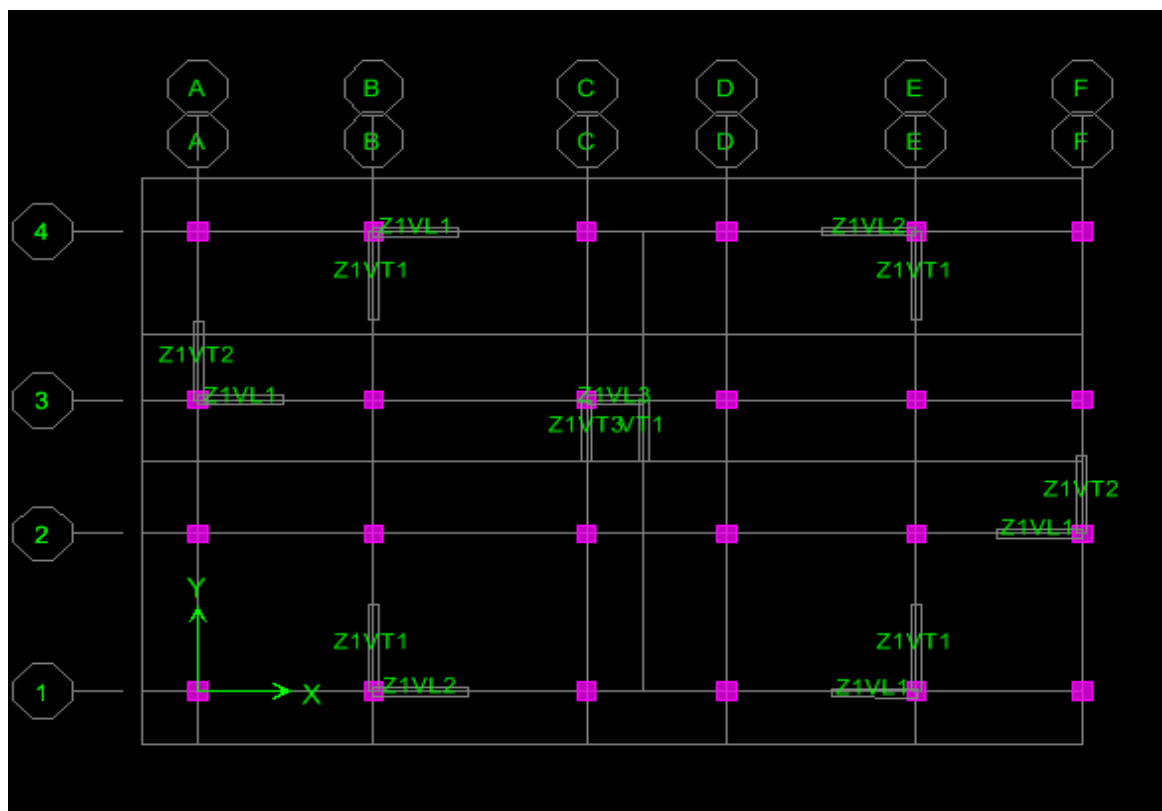
VI.3.6. Calcul de ferrailage

Zone I : RDC.

Zone II : du 1er au 3ème niveau

Zone III : du 4ème au 6ème niveau

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :



Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage d'un voile VL1 L= 1.80 m sur la zone I (RDC)

a. Caractéristiques géométriques :

Tableau VI. 20 : Caractéristiques géométriques.

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
1.80	0.20	0.36	0.097

b. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\sigma_{\max} = 9277.23 \quad KN/m^2$$

$$\sigma_{\min} = -7176.76 \quad KN/m^2$$

c. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{9277.23}{9277.23 + 7176.76} \times 1.8 = 1.015m$$

$$L_t = L - L_c = 1.8 - 1.015 = 0.785m$$

d. Calcul « d »

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$\text{On prend } d = \frac{L_t}{2} = 0.393m.$$

Détermination de N

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-7176.76(0.785 - 0.393)}{0.785} = 3583.88 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{7176.76 + 3583.88}{2} \times 0.393 \times 0.2 = 422.89 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-3583.88}{2} \times 0.393 \times 0.20 = \mathbf{140.846KN}$$

e. Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{422.89 \times 10}{348} = \mathbf{12.152cm^2}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{140.864 \times 10}{348} = \mathbf{4.042cm^2}$$

f. Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{763.75 \times 1.4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{29.404cm^2}$$

g. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B \right)$$

$$= \max \left(\frac{0.393 \times 0.20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 0.393 \times 0.20 \right)$$

$$A_{\min} = \mathbf{3.926 cm^2}$$

Calcul des sections totales :

$$\blacksquare A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (12.152) + \left(\frac{29.404}{4} \right) = \mathbf{19.503cm^2 / bande}$$

$$\blacksquare A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (4.042) + \left(\frac{29.404}{4} \right) = \mathbf{11.393cm^2 / bande}$$

Ferrailage adopté :

Tableau VI. 21 : Ferrailage adopté.

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	A ₁ =19.503 cm ²	2×7HA14=36,18cm ²	S _t =15cm
2 ^{ème} bande	A ₂ =11.393 cm ²	2×7HA12=15.84cm ²	S _t =15cm

h. Armatures horizontales :

$$\blacksquare \text{ D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{19.503}{4} = \mathbf{4.87cm^2}$$

- D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 180 = 5.4$

On prend : $A_H = 11,06 \text{ cm}^2$.

Soit : $2 \times 5HA14 = 15,4 \text{ cm}^2 / 1\text{m de hauteur ; avec } S_H = 20 \text{ cm.}$

i. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

j. Les vérifications :

▪ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, \quad 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 10\text{cm et } 15\text{cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

$S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

▪ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1975.990 \times 10^3}{0.36 \times 10^6 + 15 \times 29.404 \times 10^2} = 4.88 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

▪ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{1.4 \times 763.75 \times 10^3}{180 \times 0.9 \times 3200} = 2.06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 2.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

- D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{763.75 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 3200} = 1.76 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

➤ Ferraillage des Voiles VL1

	Voile VL1			
	zone	I	II	III
caracteristiques	L (m)	1,8	1,8	1,8
geometriques	e(m)	0,2	0,15	0,15
	B(m ²)	0,36	0,27	0,27
	I(m ⁴)	0,097	0,073	0,073
	v=v'=L/2 (m)	0,9	0,9	0,9
sollicitations de calcul	Nmax (KN)	3370,8	2511,58	1191,41
	Nmin (KN)	-166,65	-190,37	394,32
	M (KNm)	957,645	934,61	570,512
	Nser (KN)	1975,99	1650,1	868,59
	T (KN)	763,75	611,67	377,41
	σmax (KN/m ²)	9277,23	7523,93	1843,97
	σmin (KN/m ²)	-7176,76	-5133,94	-803,04
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,015	1,070	1,254
	Lc(m)	0,785	0,730	0,546
	d1 = d2 (cm)	0,393	0,365	0,273
	σ1 (KN/m ²)	3588,380	2566,970	401,520
	N1 (KN)	422,590	210,832	24,667
	N2 (KN)	140,863	70,277	8,222
	Av1 (cm ²)	12,143	6,058	0,709
	Av2 (cm ²)	4,048	2,019	0,236
section minimale (RPA99v2003)	Amin (cm ²)	3,926	2,738	2,048
	Avj (cm ²)	29,404	23,549	14,530
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	19,494	11,946	4,341
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	11,399	7,907	3,869
choix par nappe	bande 1	2x5HA16= 20,11cm ²	2x5HA14= 15,40 cm ²	2x5HA12= 11,3cm ²
	bande2	2x6HA12= 13,56cm ²	2x6HA12= 13,56 cm ²	2x6HA10= 9,42cm ²
espacement	bande 1	8,5	8,5	8,5
	bande2	16,5	16,5	16,5
Armatures horizontales/nappe	Av/4	4,87	2,99	1,09
	0,15%B	1,178	1,095	0,819
	Ah	4,87	2,99	1,09
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verification des contrainte	ζb=5	1,941	1,555	0,959
	ζu=3,25	1,387	1,111	0,685
	σbc=15	4,973	4,620	1,979

➤ Ferraillage des Voiles VL2

	Voile VL2			
	zone	I	II	III
caracteristiques	L (m)	2	2	2
geometriques	e(m)	0,2	0,15	0,15
	B(m ²)	0,4	0,3	0,3
	I(m ⁴)	0,133	0,100	0,100
	v=v'=L/2 (m)	1	1	1
sollicitations de calcul	Nmax (KN)	2164,99	1626,17	800,05
	Nmin (KN)	-56,15	171,11	34,66
	M (KNm)	230,885	171,066	34,882
	Nser (KN)	1303,48	1101,68	582,31
	T (KN)	503,51	471,79	309,91
	σmax (KN/m ²)	9872,65	8142,4	2412,07
	σmin (KN/m ²)	-6906,53	-4822,92	-873,15
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,177	1,256	1,468
	Lc(m)	0,823	0,744	0,532
	d1 = d2 (cm)	0,412	0,372	0,266
	σ1 (KN/m ²)	3453,265	2411,460	436,575
	N1 (KN)	426,423	201,832	26,108
	N2 (KN)	142,141	67,277	8,703
	Av1 (cm ²)	12,254	5,800	0,750
	Av2 (cm ²)	4,085	1,933	0,250
section minimale (RPA99v2003)	Amin (cm ²)	4,116	2,790	1,993
	Avj (cm ²)	19,385	18,164	11,932
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	17,100	10,341	3,733
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	8,931	6,474	3,233
choix par nappe	bande 1	2x5HA16= 20,11cm ²	2x5HA14= 15,40 cm ²	2x5HA12= 11,3cm ²
	bande2	2x6HA12= 13,56cm ²	2x6HA12= 13,56 cm ²	2x6HA10= 9,42cm ²
espacement	bande 1	7	7	7
	bande2	20	20	20
Armatures horizontales/nappe	Av/4	4,27	2,59	0,93
	0,15%B	1,235	1,116	0,797
	Ah	4,275	2,585	0,933
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verification des contrainte	ζb=5	1,280	1,199	0,788
	ζu=3,25	0,914	0,857	0,563
	σbc=15	2,981	2,845	1,242

➤ Ferraillage des Voiles VL3

	Voile VL3			
	zone	I	II	III
caracteristiques	L (m)	1,2	1,2	1,2
geometriques	e(m)	0,2	0,15	0,15
	B(m ²)	0,24	0,18	0,18
	I(m ⁴)	0,029	0,022	0,022
	v=v'=L/2 (m)	0,6	0,6	0,6
sollicitations de calcul	Nmax (KN)	911,15	620,33	261,5
	Nmin (KN)	-258,8	-61,29	-7,32
	M (KNm)	12,914	7,309	6,825
	Nser (KN)	397,7	338,1	190,73
	T (KN)	168,24	167,74	98,64
	σmax (KN/m ²)	4696,49	4091,66	1516,94
	σmin (KN/m ²)	-2128,16	-1114,41	-211,78
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,826	0,943	1,053
	Lc(m)	0,374	0,257	0,147
	d1 = d2 (cm)	0,187	0,128	0,074
	σ1 (KN/m ²)	1064,080	557,205	105,890
	N1 (KN)	59,727	16,102	1,751
	N2 (KN)	19,909	5,367	0,584
	Av1 (cm ²)	1,716	0,463	0,050
	Av2 (cm ²)	0,572	0,154	0,017
section minimale (RPA99v2003)	Amin (cm ²)	1,871	0,963	0,551
	Avj (cm ²)	6,477	6,458	3,798
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	3,336	2,077	1,000
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	2,191	1,769	0,966
choix par nappe	bande 1	2x3HA12= 6,64 cm ²	2x3HA12= 6,64cm ²	2x3HA10= 4,71cm ²
	bande2	2x4HA10= 6,28 cm ²	2x4HA10= 6,28 cm ²	2x4HA10= 6,28 cm ²
espacement	bande 1	10	10	10
	bande2	20	20	20
Armatures horizontales/nappe	Av/4	0,83	0,52	0,25
	0,15%B	0,561	0,385	0,221
	Ah	0,834	0,519	0,250
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verification des contrainte	ζb=5	0,428	0,426	0,251
	ζu=3,25	0,305	0,305	0,179
	σbc=15	1,434	1,265	0,547

➤ Ferraillage des Voiles VT1

	Voile VT1			
	zone	I	II	III
caracteristiques	L (m)	2	2	2
geometriques	e(m)	0,2	0,15	0,15
	B(m ²)	0,4	0,3	0,3
	I(m ⁴)	0,133	0,100	0,100
	v=v'=L/2 (m)	1	1	1
sollicitations de calcul	Nmax (KN)	3523,11	2939,29	1523,01
	Nmin (KN)	189,55	825,17	189,55
	M (KNm)	1107,125	876,308	400,34
	Nser (KN)	2563,12	2137,53	1108,87
	T (KN)	895,13	806,79	489,01
	σmax (KN/m ²)	9425,62	7593,1	2120,9
	σmin (KN/m ²)	-6647,08	-4519,01	-1381,7
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,173	1,254	1,211
	Lc(m)	0,827	0,746	0,789
	d1 = d2 (cm)	0,414	0,373	0,394
	σ1 (KN/m ²)	3323,540	2259,505	690,850
	N1 (KN)	412,348	189,679	61,318
	N2 (KN)	137,449	63,226	20,439
	Av1 (cm ²)	11,849	5,451	1,762
	Av2 (cm ²)	3,950	1,817	0,587
section minimale (RPA99v2003)	Amin (cm ²)	4,136	2,798	2,959
	Avj (cm ²)	34,463	31,061	18,827
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	20,465	13,216	6,469
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	12,565	9,582	5,294
choix par nappe	bande 1	2x6HA16= 24,12cm ²	2x6HA12= 13,56 cm ²	2x6HA10= 9,42cm ²
	bande2	2x6HA12= 13,56cm ²	2x6HA12= 13,56 cm ²	2x6HA10= 9,42cm ²
espacement	bande 1	7	7	7
	bande2	20	20	20
Armatures horizontales/nappe	Av/4	5,12	3,30	1,62
	0,15%B	1,241	1,119	1,183
	Ah	5,116	3,304	1,617
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verification des contrainte	ζb=5	2,275	2,051	1,243
	ζu=3,25	1,625	1,465	0,888
	σbc=15	5,861	5,521	2,365

➤ Ferrailage des Voiles VT2

	Voile VT2			
	zone	I	II	III
caracteristiques	L (m)	1,8	1,8	1,8
geometriques	e(m)	0,2	0,15	0,15
	B(m²)	0,36	0,27	0,27
	I(m⁴)	0,097	0,073	0,073
	v=v'=L/2 (m)	0,9	0,9	0,9
sollicitations de calcul	Nmax (KN)	2293,92	1493,25	571,89
	Nmin (KN)	-778,72	-219,19	-68,65
	M (KNm)	1863,825	1540,159	740,3
	Nser (KN)	929,44	773,4	336,12
	T (KN)	375,54	339,66	232,44
	σmax (KN/m²)	9411,93	7670,03	2277,13
	σmin (KN/m²)	-6999,66	-4841,95	-1271,54
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,032	1,103	1,155
	Lc(m)	0,768	0,697	0,645
	d1 = d2 (cm)	0,384	0,348	0,322
	σ1 (KN/m²)	3499,830	2420,975	635,770
	N1 (KN)	403,030	189,718	46,131
	N2 (KN)	134,343	63,239	15,377
	Av1 (cm²)	11,581	5,452	1,326
	Av2 (cm²)	3,860	1,817	0,442
section minimale (RPA99v2003)	Amin (cm²)	3,839	2,612	2,419
	Avj (cm²)	14,458	13,077	8,949
	A1=Av1+Avj/4 (cm²)	15,196	8,721	3,563
	A2=Av2+Avj/4 (cm²)	7,475	5,086	2,679
choix par nappe	bande 1	2x5HA14= 15,40 cm²	2x5HA12= 11,3cm²	2x5HA10= 7,85cm²
	bande2	2x6HA12= 13,56cm²	2x6HA12= 13,56 cm²	2x6HA10= 9,42cm²
espacement	bande 1	8,5	8,5	8,5
	bande2	16,5	16,5	16,5
Armatures horizontales/nappe	Av/4	3,80	2,18	0,89
	0,15%B	1,152	1,045	0,967
	Ah	3,799	2,180	0,967
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verification des contrainte	ζb=5	0,955	0,863	0,591
	ζu=3,25	0,682	0,617	0,422
	σbc=15	2,339	2,165	0,766

➤ Ferraillage des Voiles VT3

	Voile VT3			
	zone	I	II	III
caracteristiques	L (m)	1,4	1,4	1,4
geometriques	e(m)	0,2	0,15	0,15
	B(m ²)	0,28	0,21	0,21
	I(m ⁴)	0,046	0,034	0,034
	v=v'=L/2 (m)	0,7	0,7	0,7
sollicitations de calcul	Nmax (KN)	1189,02	858,38	317,48
	Nmin (KN)	-386,51	-173,91	4,15
	M (KNm)	0,956	23,733	29,513
	Nser (KN)	490,4	415,05	-231,43
	T (KN)	111,58	100	88,87
	σmax (KN/m ²)	6185,76	4903,45	1796,28
	σmin (KN/m ²)	-3315,73	-1635,15	-607,71
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,911	1,050	1,046
	Lc(m)	0,489	0,350	0,354
	d1 = d2 (cm)	0,244	0,175	0,177
	σ1 (KN/m ²)	1657,865	817,575	303,855
	N1 (KN)	121,494	32,202	12,098
	N2 (KN)	40,498	10,734	4,033
	Av1 (cm ²)	3,491	0,925	0,348
	Av2 (cm ²)	1,164	0,308	0,116
section minimale (RPA99v2003)	Amin (cm ²)	2,443	1,313	1,327
	Avj (cm ²)	4,296	3,850	3,421
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	4,565	1,888	1,203
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	2,238	1,271	0,971
choix par nappe	bande 1	2x3HA12= 6,78cm ²	2x3HA12= 6,78cm ²	2x3HA10= 4,71 cm ²
	bande2	2x6HA12= 13,56cm ²	2x6HA12= 13,56 cm ²	2x6HA10= 9,42 cm ²
espacement	bande 1	10	10	10
	bande2	15	15	15
Armatures horizontales/nappe	Av/4	1,14	0,47	0,33
	0,15%B	0,733	0,525	0,531
	Ah	1,141	0,525	0,531
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verification des contrainte	ζb=5	0,284	0,254	0,226
	ζu=3,25	0,203	0,182	0,161
	σbc=15	1,545	1,397	-0,611

VII.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation:

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale résultant de l'action de séisme**, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** qui peut s'exercer dans différents plans.

Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

On distingue donc deux types de fondation :

1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante en surface. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

2. Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

$1.35G + 1.5Q$ A l'ELU

$G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$

} (Article 10.1.4.1 du RPA 99)

VI. 2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol.
- La raison économique.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII.3. Étude du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Vu que le rapport de sol ne nous a pas été donné, on prend la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

VII.4. Dimensionnement

A) Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s max qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

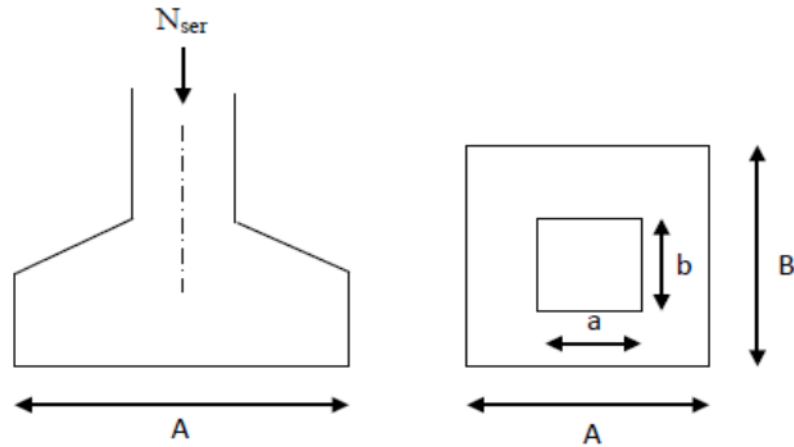


Figure VII. 1 : Semelle isolée.

Avec : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1 = k$ donc : $A = B$

alors : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}}$ avec : $N_{ser} = 652.6 \text{ KN}$, $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

donc : $A = B \geq \sqrt{\frac{652.6}{1 \times 2 \times 10^2}} = 1.81 \text{ m}$

Conclusion

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

B) Semelles filantes :

1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec : - B : La largeur de la semelle.

- L : Longueur de la semelle

- G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré

- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

Surfaces des semelles filantes sous voiles :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII. 1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale)

voiles	N _s	L(m)	B(m)	S(m ²)
VL1	2409,44	1,8	6,69288889	12,0472
VL2	1303,48	2	3,2587	6,5174
VL3	397,7	1,2	1,65708333	1,9885
				20,5531

Tableau VII. 2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

voiles	N _s	L(m)	B(m)	S(m ²)
VT1	2563,12	2	6,4078	12,8156
VT2	929,44	1,8	2,58177778	4,6472
VT3	490,4	1,4	1,75142857	2,452
				19,9148

$$S_v = \sum S_i = 20.5531 + 19.9148 \rightarrow S_v = 40.4679 \text{ m}^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2. Semelles filantes sous poteaux :

▪ Etape de calcul

➤ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

➤ Détermination des coordonnées de la structure $e_i = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R}$

➤ Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$ avec : L distance entre nus des poteaux.

➤ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- Si $e_i \leq e = \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

- Si $e_i > e = \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{l}{4})}{\sigma_{sol}}$

Tableau VII. 3 : Résultante des charges sous poteaux.

poteaux	N _{ser} (KN)	M _s (KN.m)	e _i (m)	N _{ser} . e _i
1	652,6	-9,55	-9,325	-6085,495
2	477,66	6,32	-5,625	-2686,838
3	604,56	-5,205	-1,125	-680,13
4	642,58	-3,82	1,825	1172,7085
5	473,87	5,711	5,825	2760,2928
6	406,67	5,282	9,325	3792,1978
somme	3257,94	-1,262	/	-1727,264

On obtient :

- La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 3257.94$ kN
- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{L}{6} = \frac{19.05}{6} = 3.175 \text{ m}$$
- Détermination des coordonnées de la structure :

$$e_i = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{(-1727.264) + (-1.262)}{3257.94} = -0.53 \text{ m}$$

On a : $e_i = -0.53 \text{ m} < e = 3.175 \text{ m} \rightarrow$ **Répartition trapézoïdale.**

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{max} = \frac{3257.94}{19.05} \left(1 + \frac{6 \times (-0.53)}{19.05} \right) = 142.47 \text{ KN/m}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{3257.94}{19.05} \left(1 - \frac{6 \times (-0.53)}{19.05} \right) = 199.56 \text{ KN/m}$$

- Détermination de la largeur B de la semelle

$$B \geq \frac{q(\frac{l}{4})}{\sigma_{sol}} \quad \text{Avec : } q(\frac{l}{4}) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3257.94}{19.05} \left(1 + \frac{3 \times (-0.53)}{19.05} \right) = 156.74 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{q(\frac{l}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{156.74}{200} = 0.784 \text{ m}$$

On prend: **B = 1 m**

Nous aurons :

➤ la surface totale sous poteaux notée S_p :

$$S_p = B \times l \times n = 1 \times 19.05 \times 5 \rightarrow S_p = 95.25 \text{ m}^2.$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

➤ la surface totale des semelles filantes sous voile et sous poteaux :

$$S_t = S_p + S_v = 95.25 + 40.47 \rightarrow S_t = 135.72 \text{ m}^2$$

➤ La surface totale de bâtiment :

$$S_{tb} = 19.05 \times 10.91 \rightarrow S_{tb} = 207.83 \text{ m}^2$$

➤ Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{135.72}{207.83} = 0.65 = 65\% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Conclusion

Le rapport surface semelles filantes /surface totale de bâtiment est 67 % ce qui présente un risque de chevauchement des semelles .donc les semelles filante ne sont pas adoptées. D'où la nécessité de penser à un radier général.

C) Radier nervuré

Le radier nervuré est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigidité en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

Pré dimensionnement du Radier

Epaisseur de radier (nervures)

L'épaisseurs de la nervures de radier « h_n » doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Formule empirique :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm. On prend : } h_n = 45 \text{ cm}$$

Avec : L_{\max} : distance entre deux nervures successifs ($L_{\max} = 4.5\text{m}$)

- **condition minimale d'épaisseur :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

- **Selon les conditions forfaitaires :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{450}{8} \leq h_n \leq \frac{450}{5} \Rightarrow 56.25\text{cm} \leq h_n \leq 90\text{cm}$$

On prend : $h_n = 90 \text{ cm}$.

- **Condition de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

- L_e : Longueur élastique.
- K : Module de raideur du sol, rapporte à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$
- I : L'inertie de la section.
- E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

- L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'ou : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.91 \text{ m} = 91 \text{ cm}$$

Donc le choix final : **$h_n = 100 \text{ cm}$**

Epaisseur de la dalle du radier

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm Avec : une hauteur minimale de } 25\text{cm}.$$

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

Epaisseur de la dalle flottante

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis})$$

$$9 \text{ cm} \leq h_t \leq 11.25 \text{ cm. Soit : } h_t = 10 \text{ cm}$$

Largeur de la nervure

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 \Rightarrow 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

On opte pour : **$b_n = 50 \text{ cm}$**

Conclusion

Les choix définitifs des dimensions de radier sont les suivantes :

- ° La hauteur de la nervure suivant les deux sens : **$h_n = 100 \text{ cm}$** .
- ° Largeur de la nervure : **$b_n = 50 \text{ cm}$** .
- ° La hauteur de la dalle de radier : **$h_d = 30 \text{ cm}$** .
- ° Dalle flottante : **$h_t = 10 \text{ cm}$** .

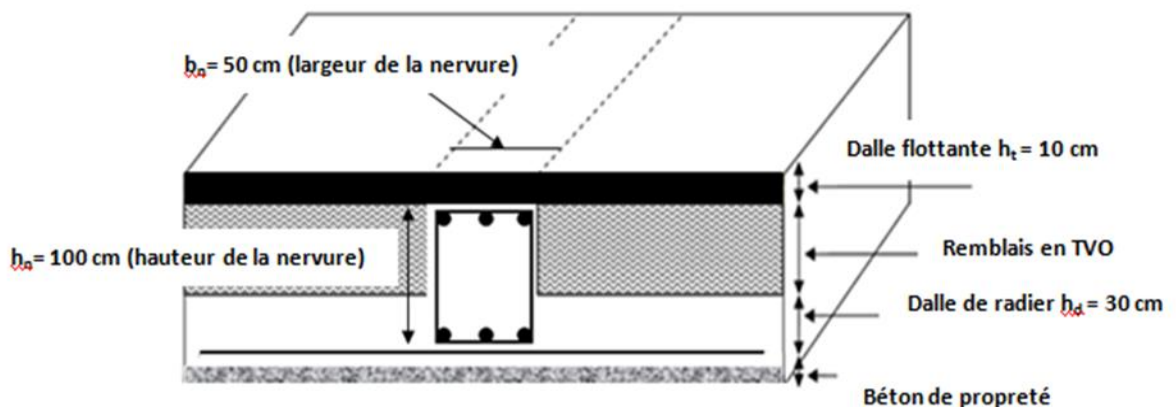


Figure VII. 2 : La coupe verticale du radier.

Détermination de la surface nécessaire du radier**Les charges**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G_{\text{batim}} = 150045.86 \text{ KN} \\ \text{Charge d'exploitation : } Q_{\text{batim}} = 3060.63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Les combinaisons

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{L'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 15004.86 + 1.5 \times 3060.63 = 24847.506 \text{ KN.} \\ \text{L'ELS : } N_s = G + Q = 15004.86 + 3060.63 = 18065.49 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

La surface de radier

$$\text{- Etat limite ultime : } S_{rad}^{ELU} = \frac{N_u}{1.33 \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{24847.506}{1.33 \times 200} = 93.41 \text{ m}^2$$

$$\text{- Etat limite de service : } S_{rad}^{ELS} = \frac{N_s}{1.33 \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{18065.49}{1.33 \times 200} = 67.91 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = \max (S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = (93.41; 67.91) = 93.41 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 207.83 \text{ m}^2 > S_{radier} = 93.41 \text{ m}^2$$

Remarque

On remarque que la surface du bâtiment totale est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas, on prévoit un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \left(\frac{100}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit un débord de : } L_{deb} = 50 \text{ cm dans les 4 sens.}$$

$$\text{Donc, on aura une surface totale de radier : } S_{radier} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$\text{Avec : } S_{deb} = (19.05 + 10.91) \times 2 \times 0.5 = 29.96 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où } S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 207.83 + 29.96 = 237.79 \text{ m}^2$$

Calcul des sollicitations à la base de radier**➤ Charge permanente :****• Poids du bâtiment :**

$$W_{batiment} = 15616.98 \text{ KN}$$

• Poids de radier :

P_{radier} = poids de la dalle de radier + poids de la nervures + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle de radier :

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_{beton}$$

$$P_{dalle} = 237.79 \times 0.3 \times 25 = 1783.425 \text{ KN}$$

Poids de la nervure :

$$P_{nervure} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times \rho_{beton}$$

$$P_{nervure} = 0.50 (1 - 0.3) \times (19.05 \times 6 + 10.91 \times 4) \times 25 = 1381.975 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$\text{Avec: } S_{nervures} = 0.5 \times (1 - 0.3) (19.05 \times 6 + 10.91 \times 4) = 55.279 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO} = (237.79 - 55.279) \times (1 - 0.3) \times 17 = 2171.88 \text{ KN}$$

$$\text{Avec: le poids de la TVO : } \rho_{TVO} = 17 \text{ KN/m}^3$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times e_p \times \rho_{beton} = (237.79 - 55.279) \times 0.1 \times 25 = 456.27 \text{ KN}$$

$$\text{d'où: } G_{radier} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{tvo} + P_{dalle \text{ flottante}}$$

$$G_{radier} = 1783.425 + 1381.975 + 2171.88 + 456.27 = 5793.55 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge du bâtiment et de radier :**

$$Q_{bâtiment} = 3060.63 \text{ KN}$$

$$Q_{radier} = \text{surcharge d'exploitation de RDC} \times \text{surface de radier} = 2.5 \times 237.79 = 594.475 \text{ KN}$$

➤ **Poids totale de la structure :**

$$G_t = G_{bâtiment} + G_{radier} = 15004.86 + 5793.55 = 20798.41 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q_{bâtiment} + Q_{radier} = 3060.63 + 594.475 = 3655.105 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$\text{ELU: } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 20798.41 + 1.5 \times 3655.105 = 33560.511 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 20798.41 + 3655.105 = 24453.515 \text{ KN}$$

VII.5. Vérifications

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.1)) :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{cj}, 4 \text{ MPa} \right\}$ en Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5, 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } b = 100 \text{ cm ; } d = 0.9 h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{33560.511 \times 1}{237.79} \times \frac{4.5}{2} = 317.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{317.55 \times 10^3}{1000 \cdot 270} = 1.176 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier**

a. Calcule les caractéristique géométrique de radier

- Calcul du centre de gravité du radier

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes

(XX et YY).

$$X_G = \frac{\text{longueur de bâtiment}}{2} = \frac{19.05}{2} = 9.525 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur de bâtiment}}{2} = \frac{10.91}{2} = 5.455 \text{ m}$$

- Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19.05 \times 10.91^3}{12} = 2061.52 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{10.91 \times 19.05^3}{12} = 6285.33 \text{ m}^4$$

b. Vérifier la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

$M = M_0 + T_0 \times Z$ Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

Z : Profondeur de l'infrastructure.

Tableau VII. 4 : Calcul du moment de renversement.

Sollicitations		M_0 (KN.m)	T_0 (KN)	Z (m)	M (KN.m)
Sens	xx	16396,52	1024,15	1	17420,67
	yy	16691,886	1040,91	1	17732,796

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Avec: V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

I : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$S_{radier} = 237.79 \text{ m}^2 \quad N_u = 33560.511 \text{ KN} \quad N_s = 24453.515 \text{ KN}$$

Tableau VII. 5 : Vérification des contraintes du sol sous le radier.

		ELU				ELS			
Contraintes		σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$1.33\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)
	XX	167,53	114,73	154,33	226	129,23	76,43	116,03	200
sens	YY	188,05	94,21	164,59	226	149,75	55,91	126,29	200

→ La stabilité est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91modifié 99] :**

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : N_u : Charge calculer l à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : hauteur de la nervure égale à 1 m.

Poteaux :

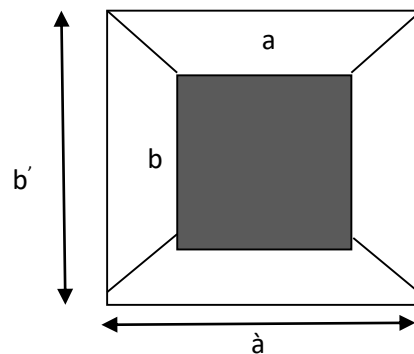


Figure VII. 3 : Périmètre utile des poteaux.

$$\begin{cases} \mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,40 + 0,40 + 2 \times 1) = 5.6 \text{ m} \\ N_u = 3523.11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N_u = 3523.11 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 5.6 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4200 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Voile :

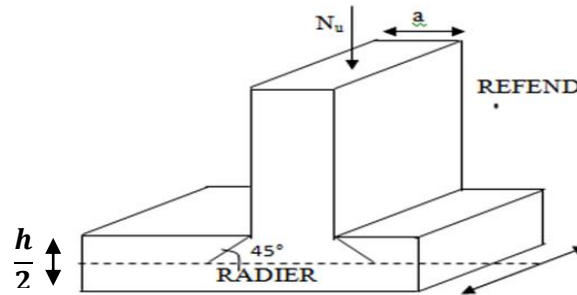


Figure VII. 4 : Périmètre utile des voiles.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2.h) = 2(0.20 + 2 + 2 \times 1) = 8.4 \text{ m} \\ N_u = 3523.11 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$N_u = 3523.11 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 8.4 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 6300 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifier.}$$

➤ **Vérification de l'effort de sous pression [Art.3.634/DTR-BC 2.331] :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier : **P > P'**

- P = 15616.98 KN (poids total du bâtiment à la base du radier).
- P' = $\alpha \times \gamma_w \times S_{\text{rad}} \times Z$

Avec :

- α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)
- γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)
- Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 100 \text{ cm}$)

$$P' = 1.5 \times 10 \times 237.79 \times 1 = 3566.85 \text{ KN}$$

$$P = 15616.98 \text{ KN} > P' = 3566.85 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Pas de risque de soulèvement de la structure.

VII.6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, son ferrailage sera calculé en utilisant les méthodes exposées dans le [B.E.A.L 91 modifiée 99].

❖ **Ferrailage de la dalle du radier :**

La dalle du radier sera étudiée comme un panneau rectangulaire uniformément chargé reposant sur quatre cotés. On distingue deux cas :

1^{er} Cas : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

2^{ème} Cas : $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

- 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.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$; $L_x < L_y$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisin, 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.

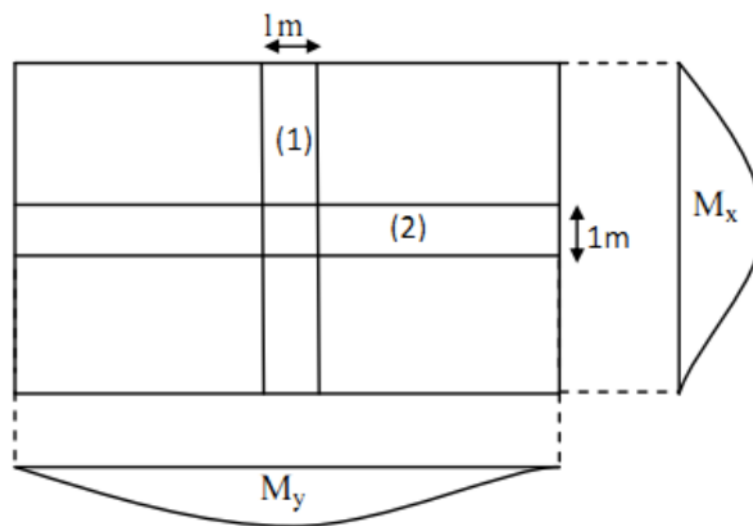
Identification du panneau le plus sollicité

On a : $L_x = 3.6\text{m}$; $L_y = 4.50\text{m}$

Donc :

$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{4.50} = 0.8 < 1 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens

Dans ce cas, on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91 modifié 99. On considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la plus 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 :

Pour le calcul du ferrailage nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} qui est la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

	$\sigma_m(\text{KN/m}^2)$	$q_m(\text{KN/m})$
ELU	164.59	140.22
ELS	126.29	117.20

$$\text{A L'ELU: } q_m^u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (164.59 - \frac{5793.55}{237.79}) \times 1\text{m} = 140.22 \text{ kN/ml}$$

$$\text{A L'ELS: } q_m^s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (141.57 - \frac{5793.55}{237.79}) \times 1\text{m} = 117.20 \text{ kN/ml}$$

- **Détermination des coefficients μ_x et μ_y :**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y en fonction ν et ρ_x :

$$\rho_x = 0.8 \quad ; \quad \nu = 0 \text{ (ELU)} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

- **Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0565 \times 140.22 \times 3.6^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.595 \times 102.67$$

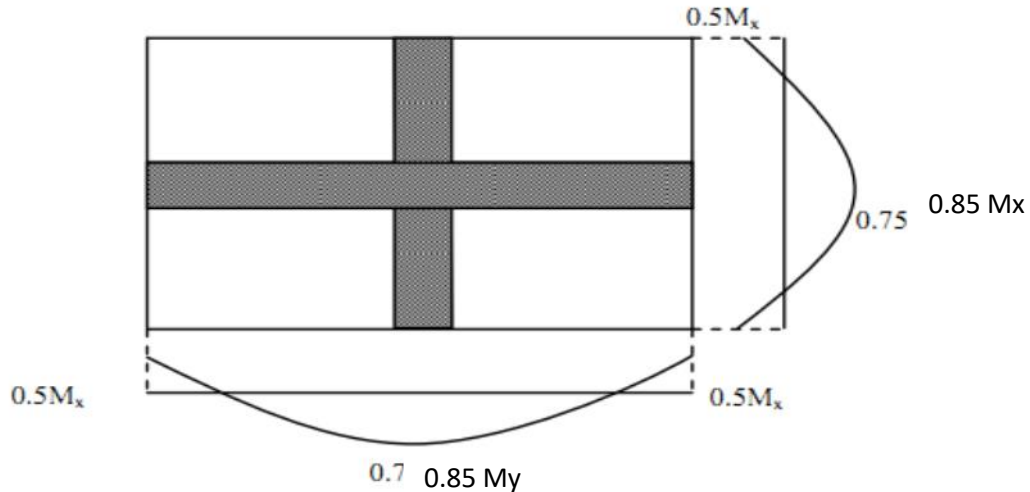
$$M_{0x} = \mathbf{102.67 \text{ kN.m}}$$

$$M_{0y} = \mathbf{61.08 \text{ KN.m}}$$

- **Correction des moments :**

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,85**: pour les moments des travées intermédiaires.
- **0,50**: pour les moments sur appuis intermédiaires.



✓ Moments aux appuis : $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 102.67 = 51.33 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.5 \times 61.08 = 30.54 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Moments en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 102.67 = 87.27 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times 61.08 = 51.92 \text{ KN.m} \end{cases}$

Calcul des armatures :

On a : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$

$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$ et β : tiré dans les tableaux en fonction de σ_{st}

et μ

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

		Moments (KNm)	Valeur de μ	Type de section	Valeur de β	Section d'armature A (cm ²)	Section choisie Armatures A _a (cm ²)
Sens xx	Sur appuis	51.33	$0.0046 < \mu_l = 0.392$	SSA	0.998	5.28	4HA16=8.04
	En travée	87.27	$0.008 < \mu_l = 0.392$	SSA	0.996	8.99	4HA20=12.56
Sens yy	Sur appuis	30.54	$0.0027 < \mu_l = 0.392$	SSA	0.999	3.14	4HA14=6.15
	En travée	51.92	$0.0047 < \mu_l = 0.392$	SSA	0.998	5.33	4HA14=6.15

Tableau VII. 6 : Calcul de la section d'armatures.

VII.7. Vérifications à l'ELU

- **Condition de non fragilité [Article B.7.4 BAEL91révisé 99]:**

- Armatures parallèles au petit coté :

$$\omega_x = \frac{A_x^{\min}}{bd} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{\min} \geq \frac{bd\omega_0(3 - \rho)}{2}$$

$$A_x^{\min} \geq \frac{100 \times 28 \times 0.0008(3 - 0.8)}{2} \rightarrow A_x^{\min} = 2.464 \text{ cm}^2$$

Avec :

- ω_0 : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0.0008 pour HA, FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

- $b = 100 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$; $\rho = 0.8$

- Armatures parallèles au grand coté :

$$\omega_y = \frac{A_y^{\min}}{bd} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{\min} \geq \omega_0 bd$$

$$A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 28 \times 100 \rightarrow A_y^{\min} = 2.24 \text{ cm}^2$$

Tableau VII. 7 : Vérification de la condition de non fragilité.

		Aadoptée (cm²)	Amin (cm²)	Observation
Sens XX	Sur appuis	8.04	2.464	Condition vérifiée
	En travée	12.58	2.464	Condition vérifiée
Sens YY	Sur appuis	6.15	2.24	Condition vérifiée
	En travée	6.15	2.24	Condition vérifiée

- **Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99] :**

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

- La direction la plus sollicité x-x :

$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(90; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend: $S_t = 25 \text{ cm}$

- La direction moins sollicitée y-y :

$S_t \leq \min(4h; 40 \text{ cm}) = \min(120 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend: $S_t = 25 \text{ cm}$

VII.8. Vérification à L'ELS

• Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} à l'ELS

$$\rho_x = 0.8 \quad ; \quad \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

$$- M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0632 \times 117.20 \times 3.6^2 = 95.99 \text{ KN.m}$$

$$- M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.710 \times 95.99 = 68.15 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

$$\checkmark \text{ Moments aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 95.99 = 47.995 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.5 \times M_0^y = 0.5 \times 68.15 = 34.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Moments en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 95.99 = 81.59 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 68.15 = 57.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des contraintes :

$$\text{On a: } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

β_1 et K_1 tiré dans un tableau en fonction de ρ_1 .

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 8 : Calcul des contraintes.

		M_s (KN/m)	A (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Sens XX	Aux appuis	47.995	8.04	0.287	44.52	0.916	232.74	5.22	15	C.V
	En travée	81.59	12.58	0.45	34.02	0.898	257.94	7.58		C.V
Sens YY	Aux appuis	34.07	6.15	0.219	51.67	0.925	213.89	4.14		C.V
	En travée	57.92	6.15	0.219	51.67	0.925	363.62	7.04		C.V

VII.9. Ferrailage du débord

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.

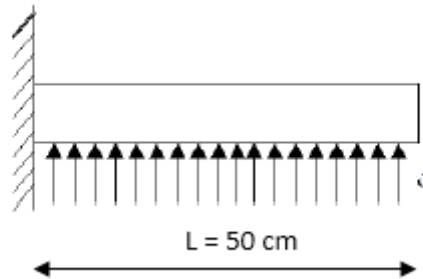


Figure VII. 5 : Schéma statique du débord.

$$\text{A L'ELU: } M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-140.22 \times 0.5^2}{2} = -17.53 \text{ KN/m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{-117.20 \times 0.5^2}{2} = -14.65 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Armatures principales :

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17.53 \times 10^6}{1000 \times 280^2 \times 14,2} = 0.0260 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0260 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.53 \times 10^3}{0.987 \times 28 \times 348} = 1.82 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VII.10. Ferrailage de la nervure

Les nervures sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

Remarque

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme des charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

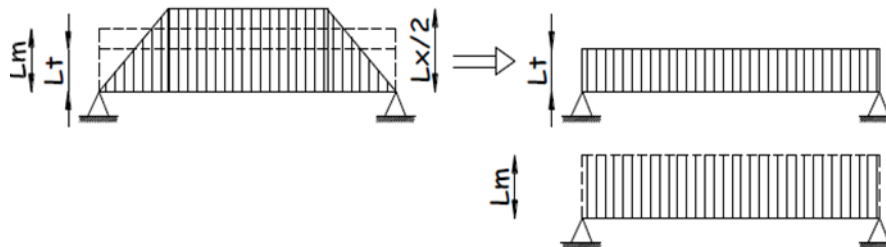
➤ **Cas de chargement trapézoïdal**

Figure VII. 6 : Présentation des chargements simplifiés.

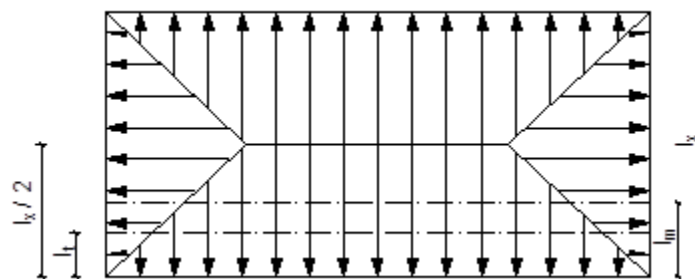


Figure VII. 7 : Répartition trapézoïdale dans un panneau rectangulaire.

- Effort tranchant : $L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$
- Moment fléchissant : $L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$

Nous avons $b_n = 50 \text{ cm}$, $h_n = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$. $q_u = 140.22 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 117.20 \text{ KN/m}^2$

➤ Calcul des charges :

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ _x	Chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
A-B	1	3.05	3.70	0,82	trapézoïdale	1,18	0,90	132.09	93.79	118,41	318,55	84,08	238.78	123.45	246.9	89.63	179.26
	2	3.60	3.70	0,97	trapézoïdale	1,23	0,92	132.09	93.79	122,09		86,69		123.45		89.63	
B-C	1	3.05	4.50	0,68	trapézoïdale	1,29	1,01	132.09	93.79	133,17	357,63	94,56	234.86	121.43	242.86	88.16	176.32
	2	3.60	4.50	0,80	trapézoïdale	1,42	1,08	132.09	93.79	133,17		101,29		121.43		88.16	
C-D	1	2.95	3.05	0,97	Triangulaire	0,98	0,74	132.09	93.79	133,17	259,52	69,17	254.44	131.54	263.08	95.51	138,34
	2	2.95	3.60	0,82	Triangulaire	0,98	0,74	132.09	93.79	133,17		69,17		131.54		95.51	
D-E	1	3.05	4.00	0,76	trapézoïdale	1,23	0,94	132.09	93.79	133,17	335,96	88,50	234.86	121.43	242.86	88.16	181,35
	2	3.60	4.00	0,90	trapézoïdale	1,31	0,99	132.09	93.79	133,17		92,85		121.43		88.16	
E-F	1	3.05	3.50	0,87	trapézoïdale	1,14	0,86	132.09	93.79	133,17	304,40	80,71	242.7	125.47	250.94	91.10	162,78
	2	3.60	3.60	0,97	Triangulaire	1,17	0,88	132.09	93.79	133,17		82,07		125.47		91.10	

Tableau VII. 9 : Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X).

travée	panneau	L_x	L_y	ρ_x	chargement	L_m	L_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
1-2	1	2,85	3,7	0,77	Triangulaire	0,95	0,71	132,09	93,79	125,36	250,72	89,01	178,02	94,11	188,23	66,83	133,65
	2	2,85	4,5	0,63	Triangulaire	0,95	0,71	132,09	93,79	125,36		89,01		94,11		66,83	
2-3	1	3,05	3,7	0,82	Triangulaire	1,02	0,76	132,09	93,79	134,16	268,31	95,26	190,52	100,72	201,44	71,51	143,03
	2	3,05	4,5	0,68	Triangulaire	1,02	0,76	132,09	93,79	134,16		95,26		100,72		71,51	
3-4	1	3,6	3,7	0,97	Triangulaire	1,20	0,90	132,09	93,79	158,35	316,70	112,44	224,87	118,88	237,76	84,41	168,82
	2	3,6	4,5	0,80	Triangulaire	1,20	0,90	132,09	93,79	158,35		112,44		118,88		84,41	

Tableau VII. 10 : Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y).

- **Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivant :

1) **Sens longitudinale « X-X » :**

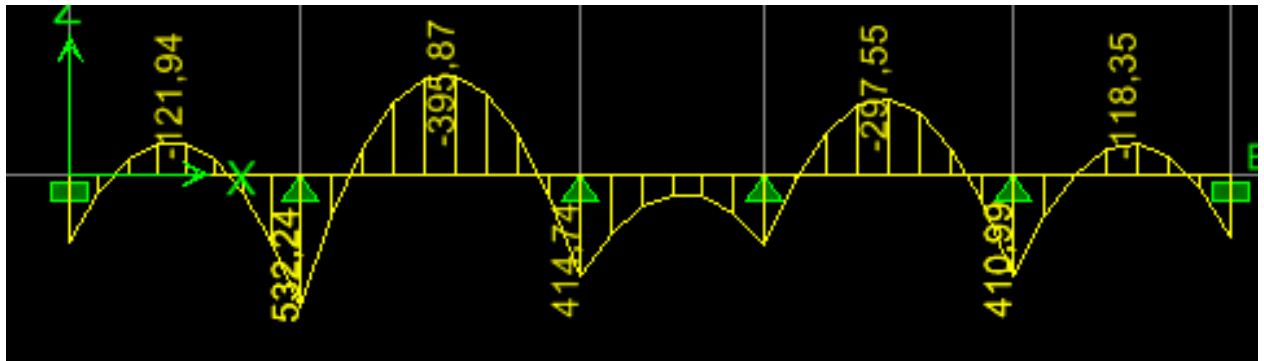


Figure VII. 8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.



Figure VII. 9 : Diagramme des charges des moments à l'ELU.

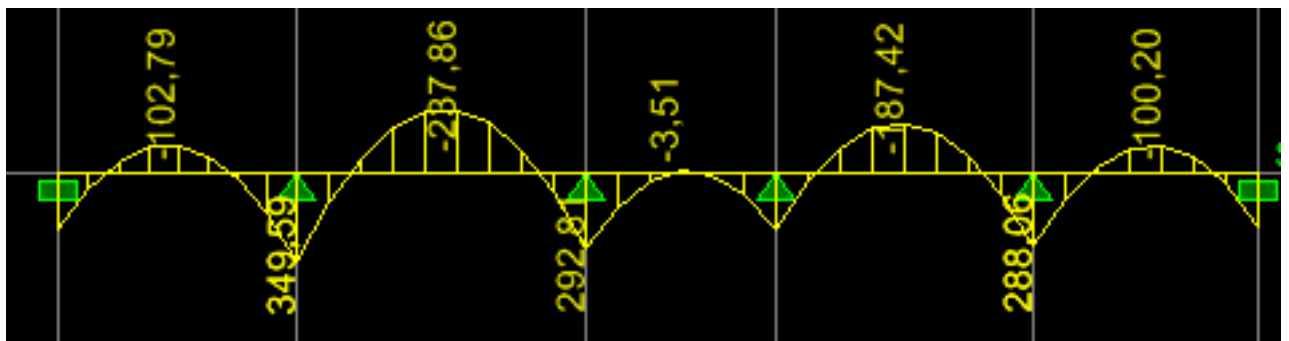


Figure VII. 10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

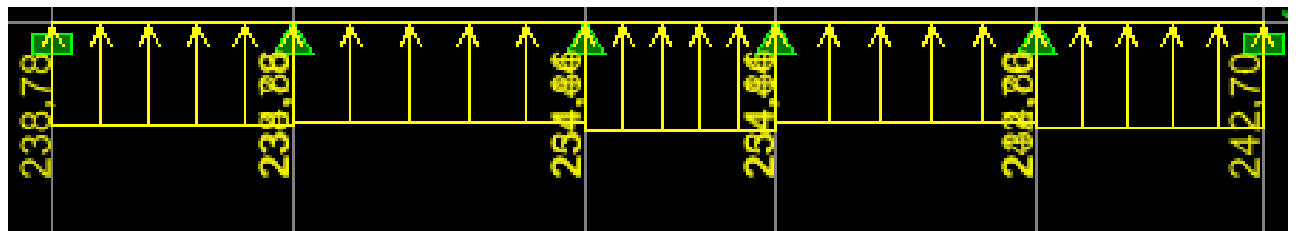


Figure VII. 11 : Diagramme des charges des moments à l'ELS.

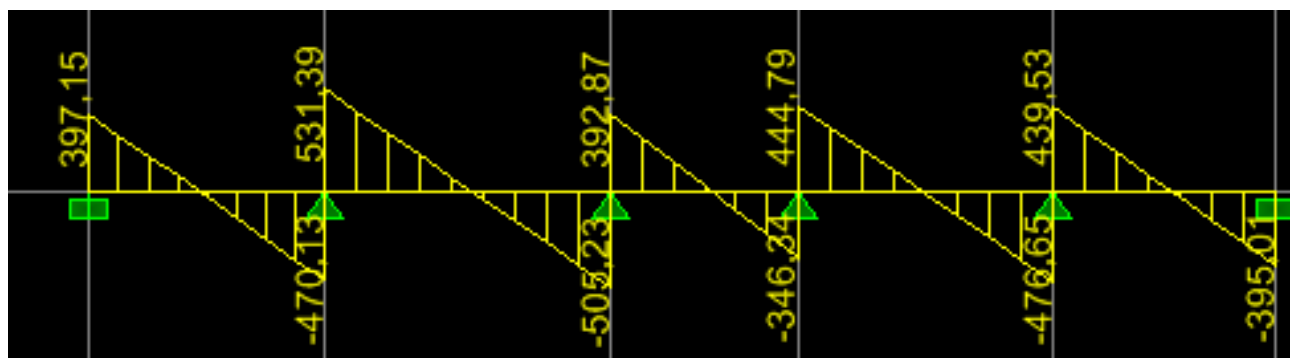


Figure VII. 12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

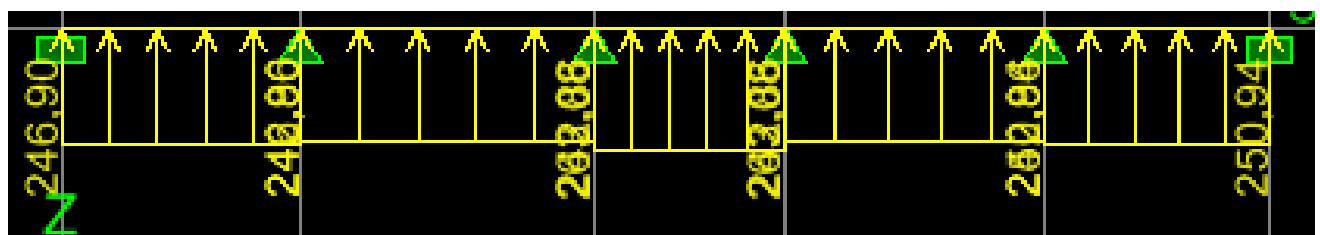


Figure VII. 13 : Diagramme des charges des efforts tranchants à l'ELU.

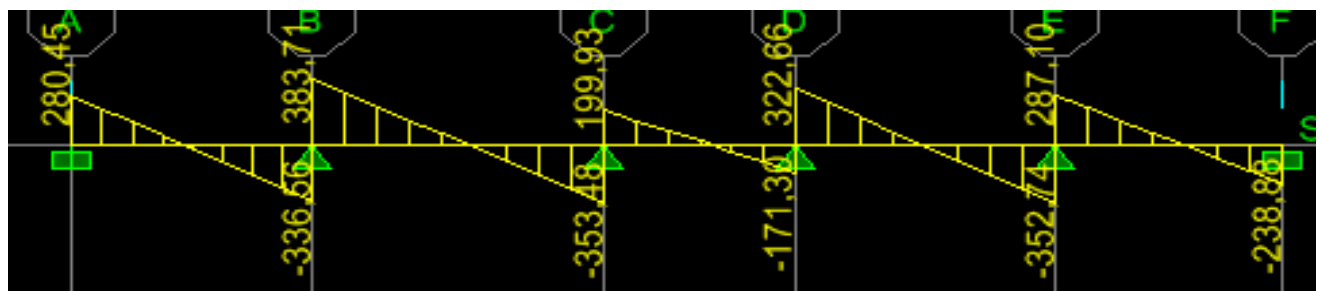


Figure VII. 14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

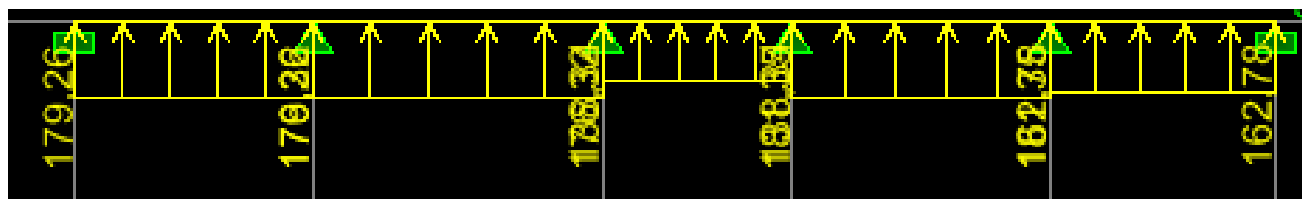


Figure VII. 15 : Diagramme des charges des efforts tranchants à l'ELS.

1) Sens transversal « Y-Y » :

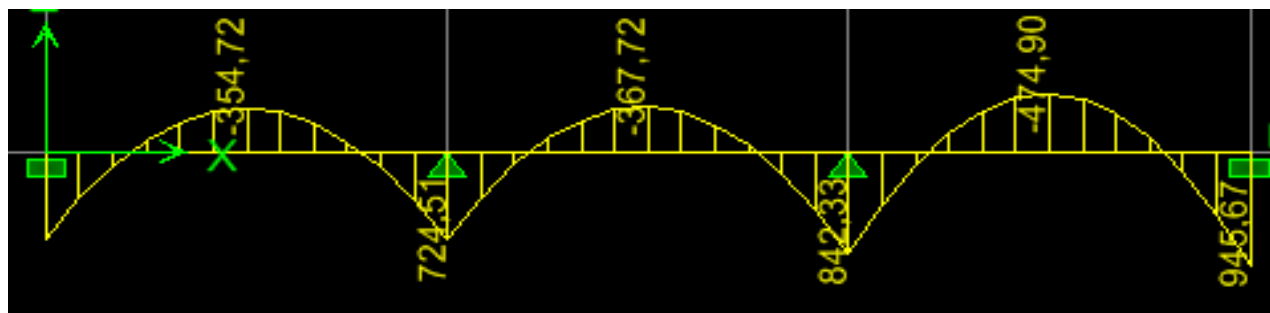


Figure VII. 16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

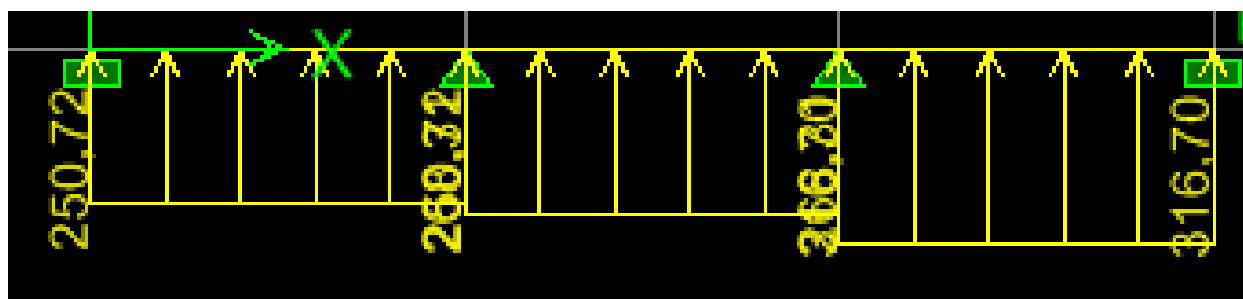


Figure VII. 17 : Diagramme des charges des moments à l'ELU.

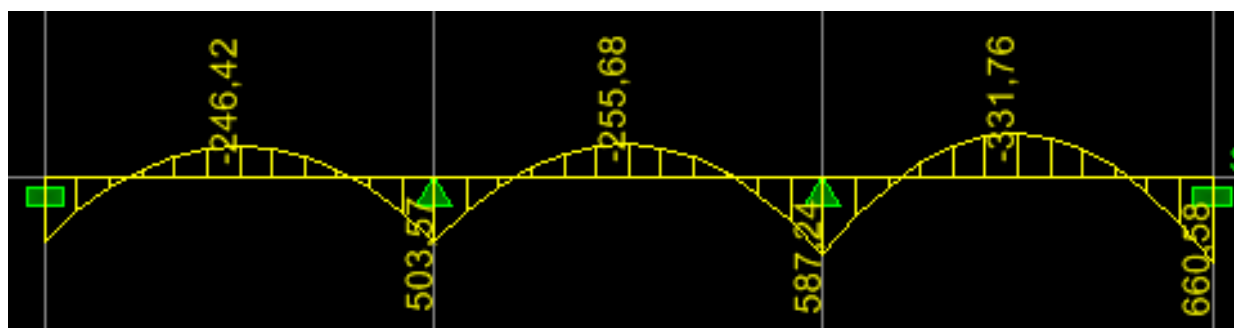


Figure VII. 18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

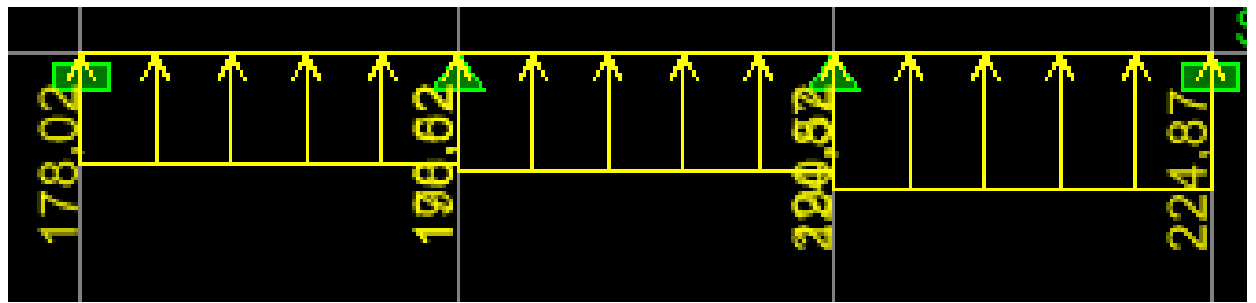


Figure VII. 19 : Diagramme des charges des moments à l'ELS.

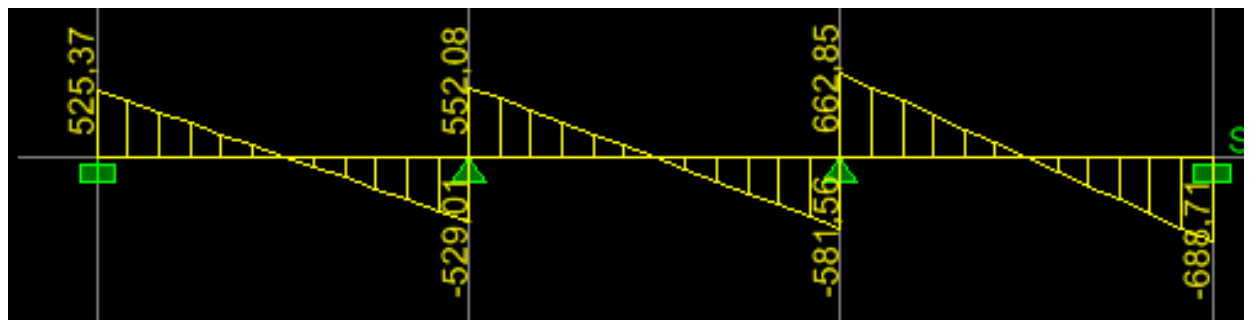


Figure VII. 20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

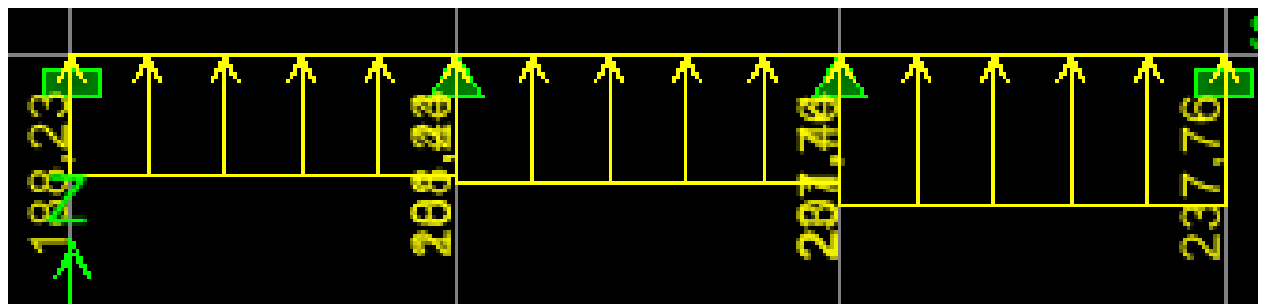


Figure VII. 21 : Diagramme des charges des efforts tranchants à l'ELU.

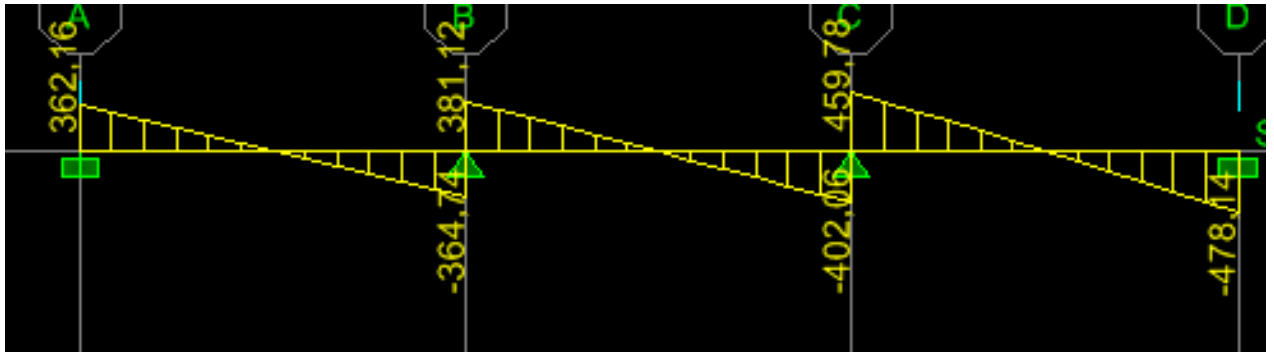


Figure VII. 22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

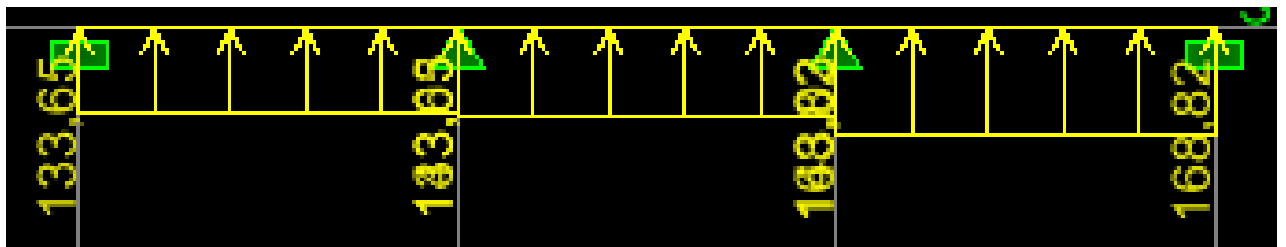


Figure VII. 23 : Diagramme des charges des efforts tranchants à l'ELS.

- **Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :**

❖ **Sens longitudinale « x-x » :**

Tableau VII. 11 : Moments fléchissant sens x-x.

	ELU	ELS
M_{app}(KN.m)	532.24	349.59
M_t (KN.m)	-395.87	-237.86

Tableau VII. 12 : Efforts tranchants sens x-x.

	ELU	ELS
T_{sup} (KN.m)	531.39	383.71
T_{inf} (KN.m)	-505.23	-353.48

❖ **Sens transversale « y-y » :**

Tableau VII. 13 : Moments fléchissant sens y-y.

	ELU	ELS
M_{app}(KN.m)	945.67	660.58
M_t(KN.m)	- 474.90	- 331.76

Tableau VII. 14 : Efforts tranchants sens y-y.

	ELU	ELS
$T_{sup}(KN.m)$	662.85	459.78
$T_{inf}(KN.m)$	- 688.71	- 478.14

➤ Calcul des armatures

1. Armature longitudinale

Sens longitudinale « x-x » :

$$M_a^{max} = 532.24 \text{ KN.m} ; M_t^{max} = 395.87 \text{ KN.m}$$

$$b_n = 50 \text{ cm} ; h_n = 100 \text{ cm} ; d = h - c = 100 - 2 = 98 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{532.24 \times 10^3}{50 \times 98^2 \times 14.2} = 0.078$$

$$\mu = 0.078 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.078 \Rightarrow \beta = 0.959$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{532.24 \times 10^3}{0.959 \times 98 \times 348} = 16.27 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 6\text{HA}16 + 6\text{HA}14 = 21.39 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $S = 5 \text{ cm}$.

• En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{395.87 \times 10^3}{50 \times 98^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$\mu = 0.05 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.05 \Rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{395.87 \times 10^3}{0.974 \times 98 \times 348} = 11.91 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $S_t = 8 \text{ cm}$.

Sens transversale « y-y » :

$$M_a^{max} = 945.67 \text{ KN.m} ; M_t^{max} = 660.58 \text{ KN.m}$$

$$b_n = 50 \text{ cm} ; h_n = 100 \text{ cm} ; d = 97 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{945.67 \times 10^3}{50 \times 98^2 \times 14.2} = 0.138$$

$$\mu = 0.138 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA) donc: } \mu = 0.138 \Rightarrow$$

$$\beta = 0.925$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{945.67 \times 10^3}{0.925 \times 98 \times 348} = 29.97 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_a = 6\text{HA}20 + 6\text{HA}16 = 30.91 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 5 \text{ cm}$.

• **En travée:**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{474.90 \times 10^3}{50 \times 98^2 \times 14.2} = 0.069$$

$\mu = 0.069 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu = 0.069 \Rightarrow \beta = 0.965$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{474.90 \times 10^3}{0.965 \times 98 \times 348} = 14.43 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6\text{HA}20 = 18.85 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $S_t = 8 \text{ cm}$.

Les résultats des ferrailages sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
appuis	6HA16+6HA14 = 21.29 cm ²	6HA20 + 6HA16 = 30.91 cm ²
travée	6HA16 = 12.06 cm ²	6HA20 = 18.85 cm ²

1. Armatures transversale :

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_l \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \Rightarrow \phi_l = 10 \text{ mm}.$$

➤ **Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/modifier2003)**

Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_n}{4} ; 12 \phi_l \right\} = \min \{25; 12\} = 12 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Avec : ϕ_l le plus petit diamètre utilisé dans l'armature longitudinale.

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

✓ **Zone nodale**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adopté}} = 4\text{HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

✓ **Zone courante**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adopté}} = 4\text{HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

VII.11. 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 cm² 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 100 cm, la quantité d'armatures de peau Nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 3 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Soient : } A_p = 2\text{HA } 14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

VII.12. Vérification à l'ELU• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 97 \times 2.1}{400} = 5.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopt}} = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.86 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \{2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Sens X-X : $T_u = 531.39 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{531.39 \times 10^3}{500 \times 970} = 1.09 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Sens Y-Y : $T_u = 662.85 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{662.85 \times 10^3}{500 \times 970} = 1.36 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec : coefficient de scellement ($\Psi_s=1.5$ pour les aciers de HA)

$$\sum U_i = \pi n \phi \quad \text{La somme des périmètres utiles des barres.}$$

Avec : ϕ : le diamètre maximale des armatures transversale.

n: le nombre des barres longitudinales de la nervure transversale.

- **Nervure transversale**

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3.14 \times 6 \times 20 = 376.80 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{662.85 \times 10^3}{0.9 \times 980 \times 314} = 2.42 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Nervure longitudinale**

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3.14 \times 6 \times 20 = 376.80 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{531.39 \times 10^3}{0.9 \times 980 \times 314} = 1.93 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

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

VII.13. Vérification à L'ELS

- **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier**

(Art 4.3.5 BAEL91modifiée99)

✓ **Dans les aciers :** on doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{dans le cas fissuration préjudiciable}$$

Avec : n=1.6 pour des HA > 6mm

✓ **Dans le béton :** on doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

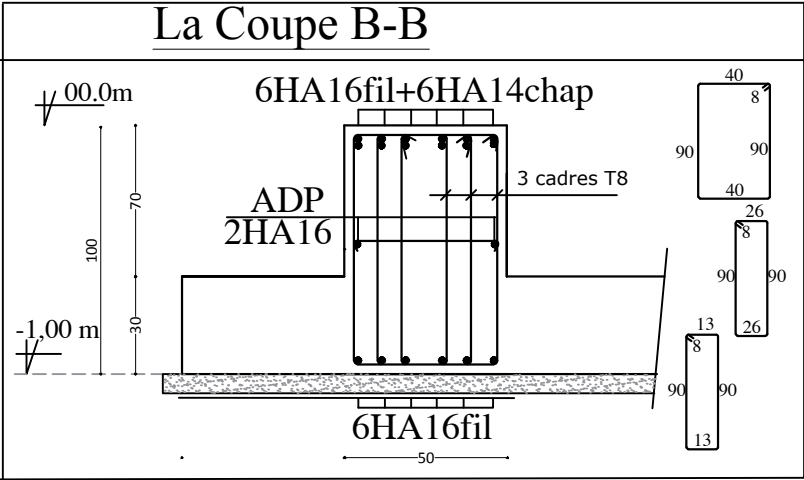
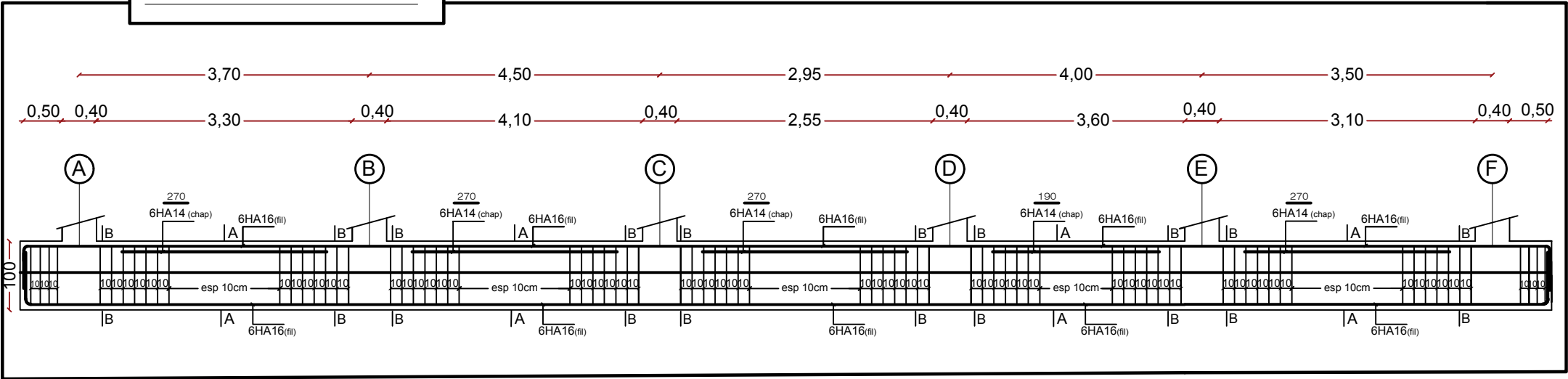
Tableau VII. 15 : Calcul des contraintes

		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs.
Sens XX	Travée	237.86	12.29	0.250	47.50	0.920	214.66	348	4.51	15	CV
	Appuis	349.59	12.06	0.246	48.29	0.921	321.11		6.64		CV
Sens YY	Travée	331.76	30.91	0.630	27.73	0.883	124.03		4.47		CV
	Appuis	660.58	18.85	0.384	37.08	0.904	395.55		10.66		CV

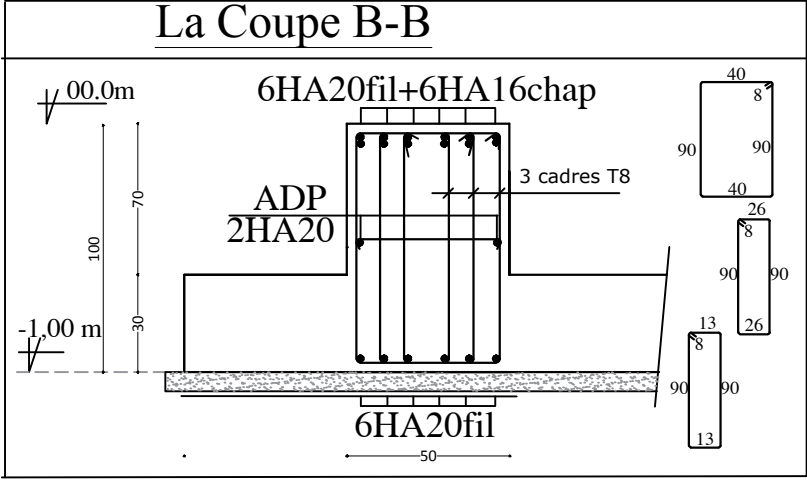
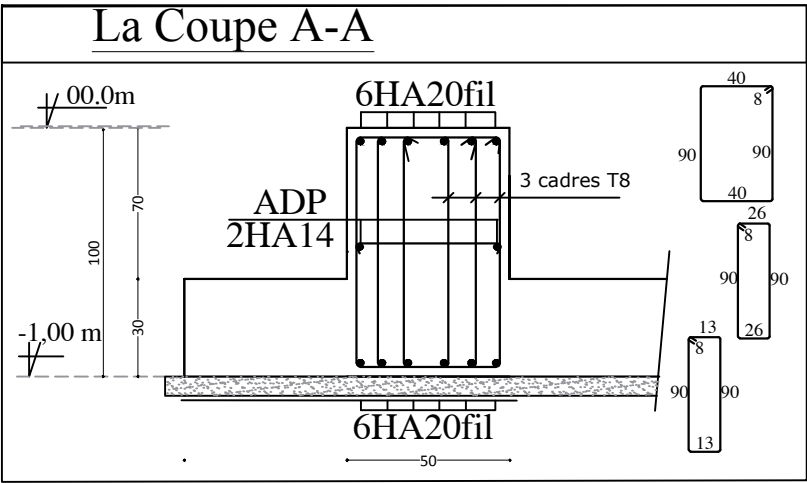
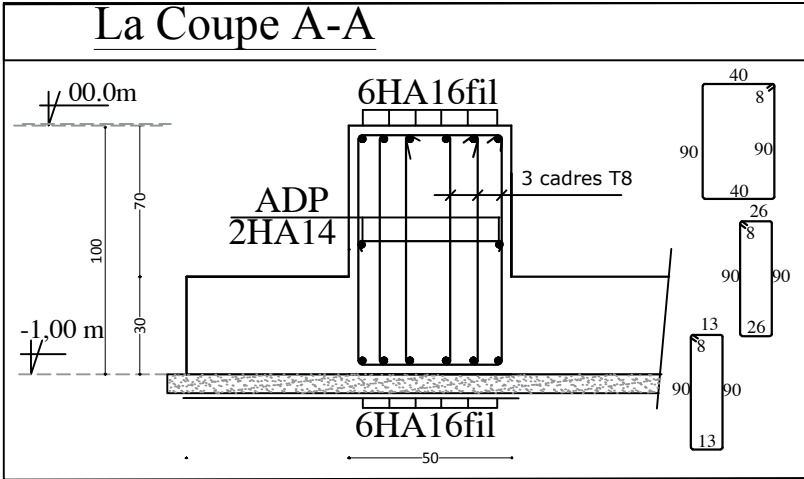
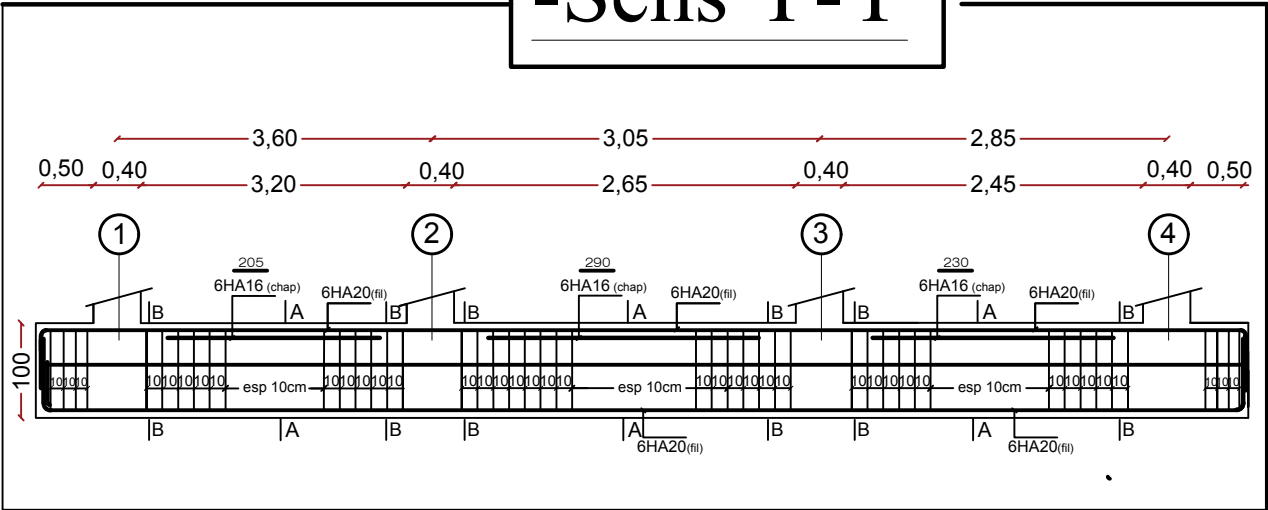
-Sens X-X

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (50X100)cm²

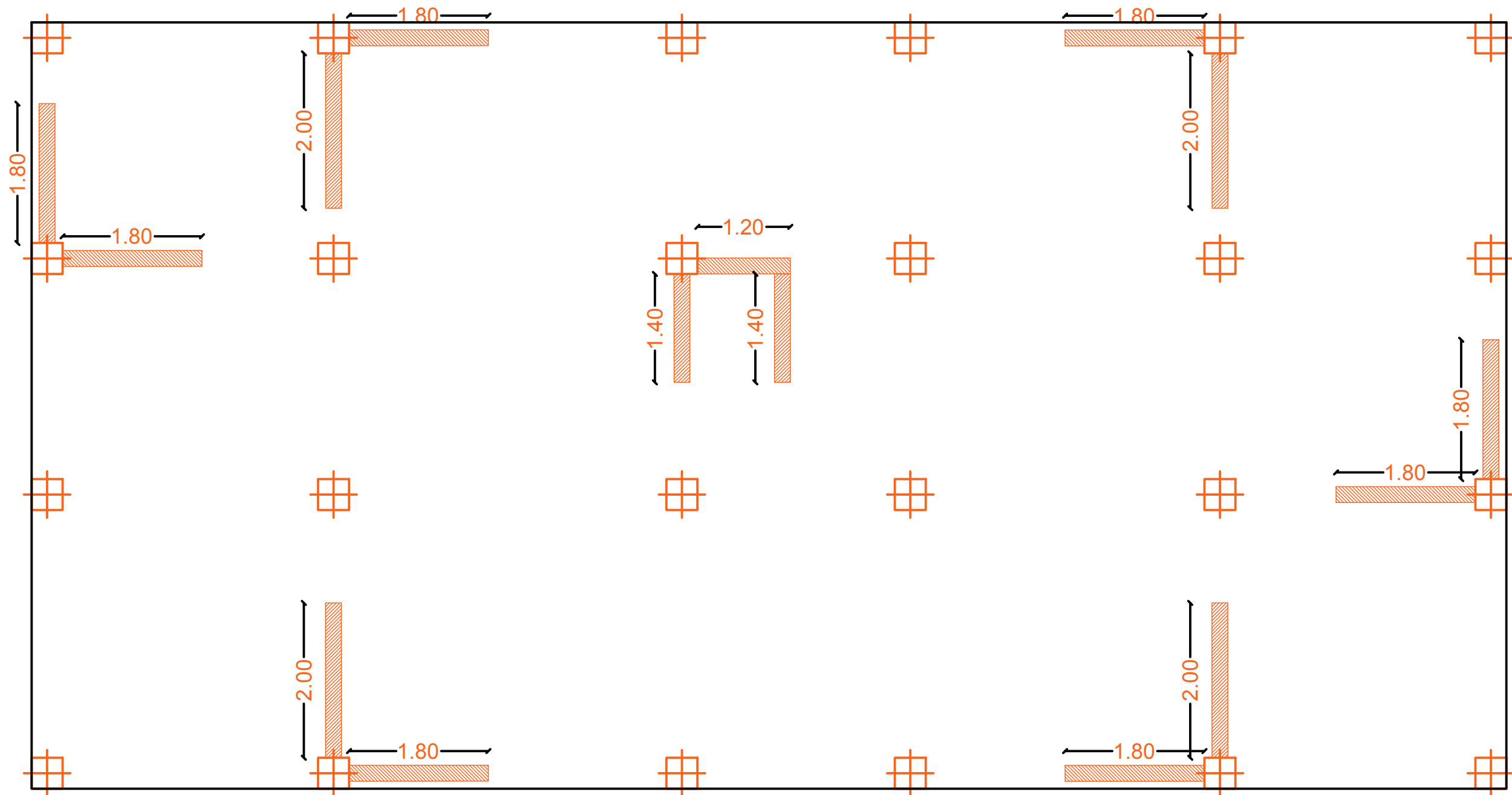
-Sens X-X



-Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Mlle. RATNI TASSADIT Mlle. REDOUANI IMANE ENCADREUR Mme. CHERIFI	Titre : -Ferrailage de la nervure	Echelle°: 1/50
		Plan N°: 14
		Promotion: 2020



Disposition des voiles

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. RATNI TASSADIT
Mlle. REDOUANI IMANE

ENCADREUR
Mme. CHERIFI

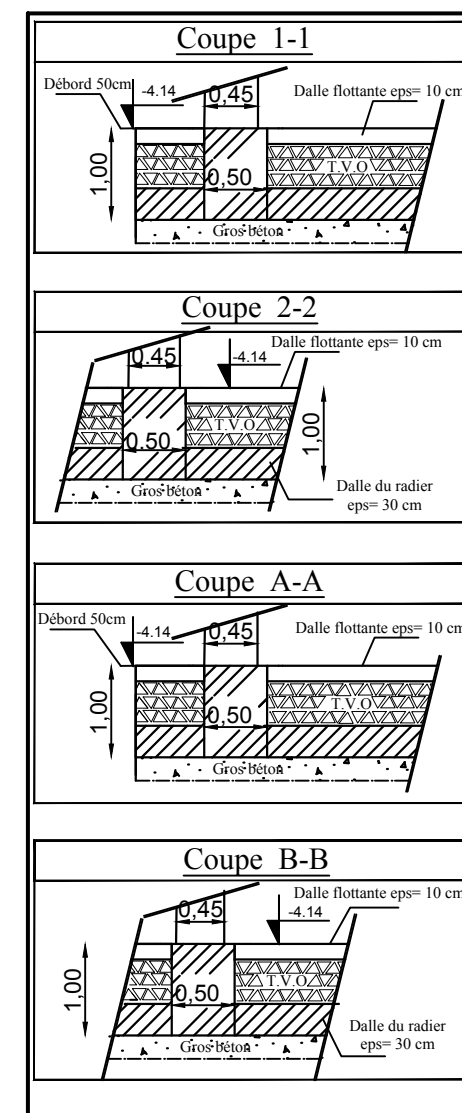
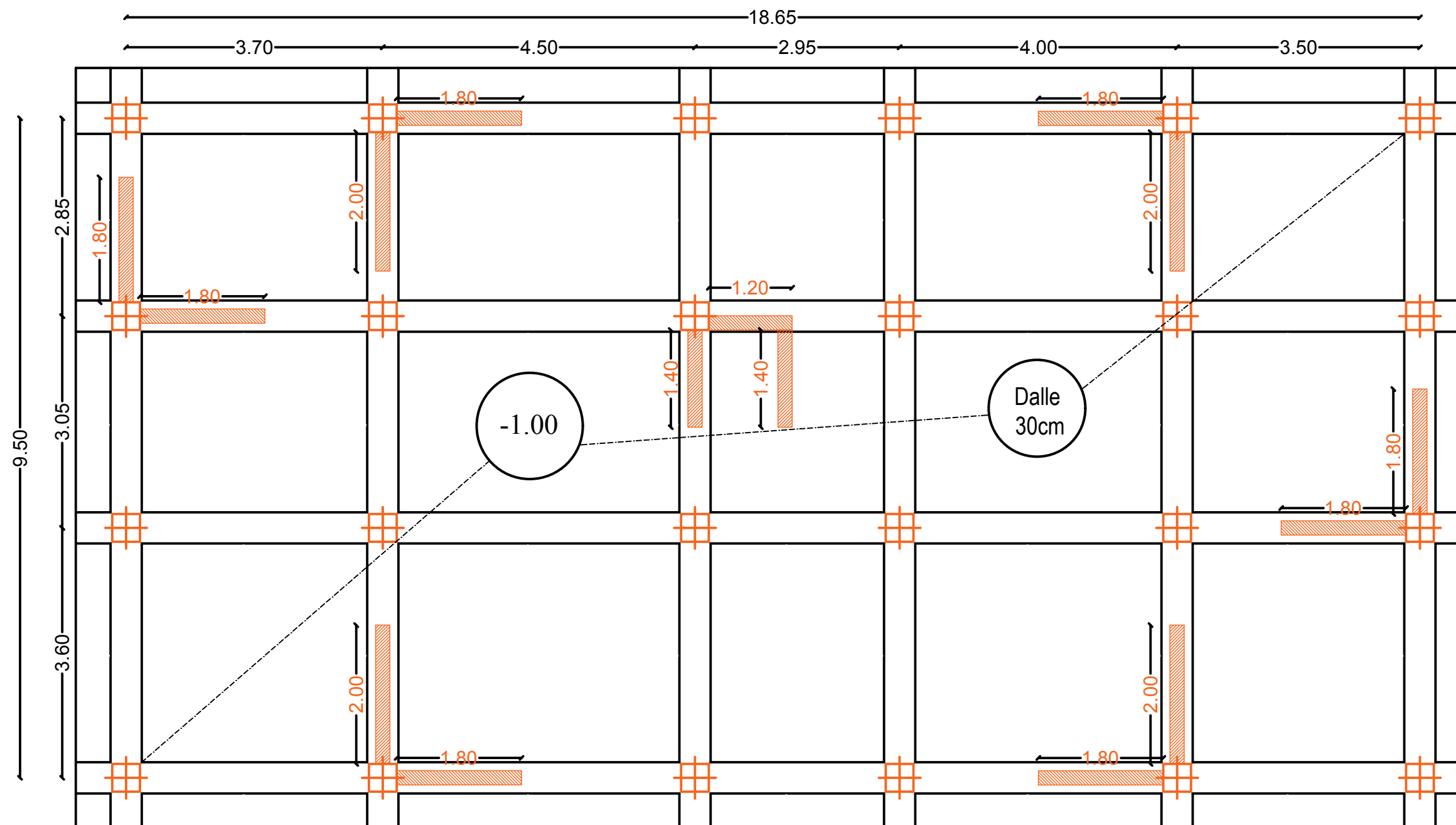
Titre :

Disposition des voiles

Echelle°:1/50

Plan N°:15

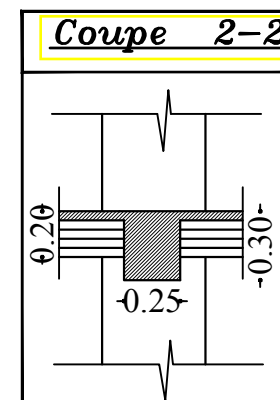
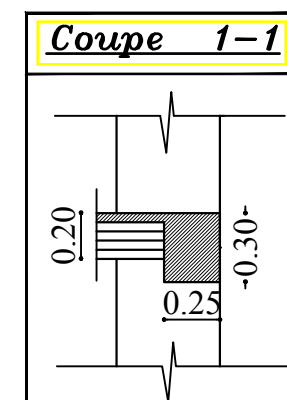
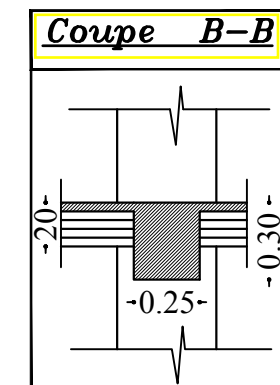
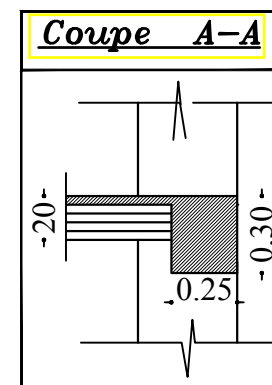
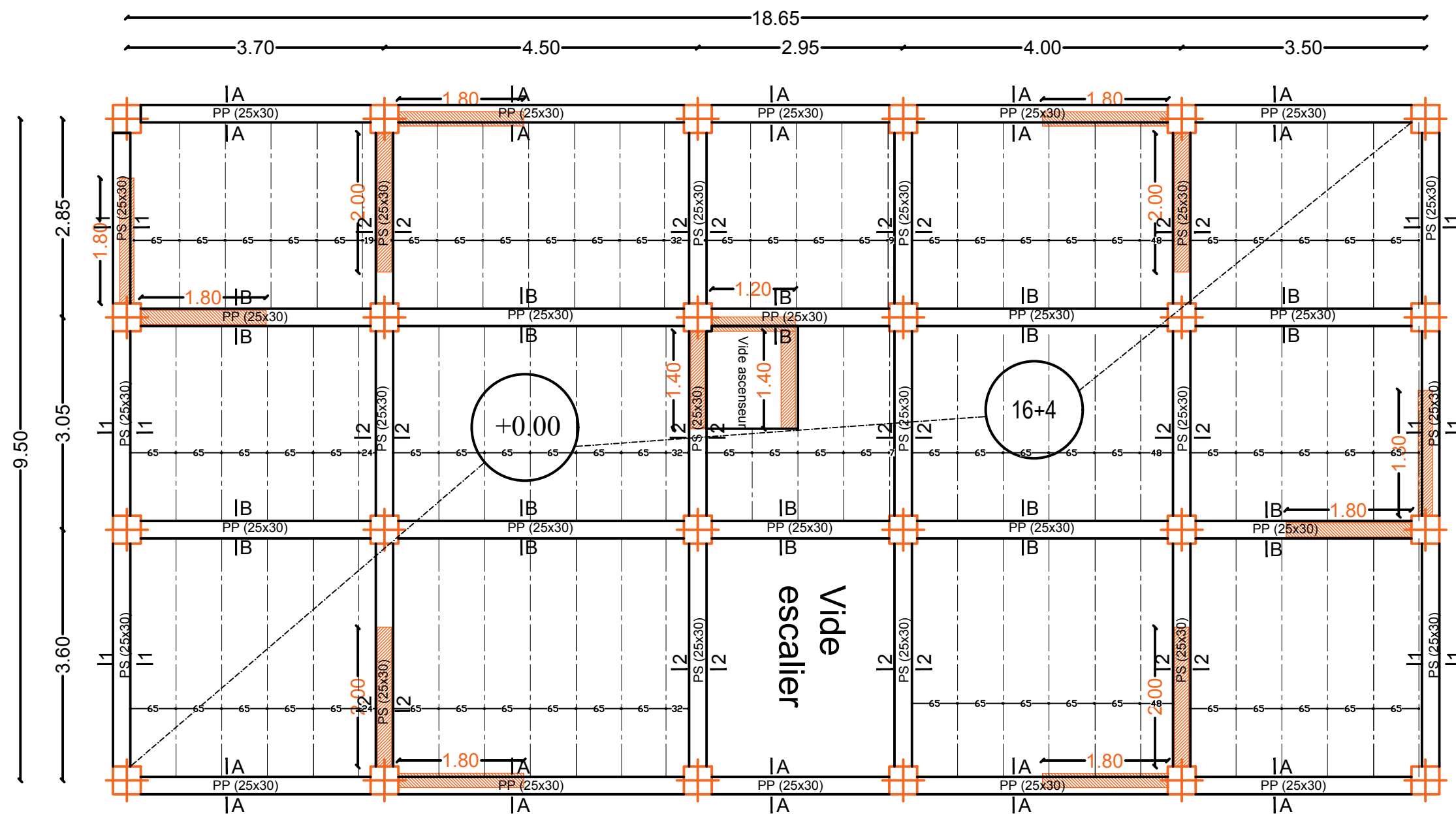
Promotion:
2020



Zone:(I)
–Poteaux: (40X40)
–Nervure :(50X100)
–Débord :50Cm
–Dalle flottante: ep=10cm
–Dalle de radier: ep=30cm

PLAN DE FONDATIONS
NIV: -1.00

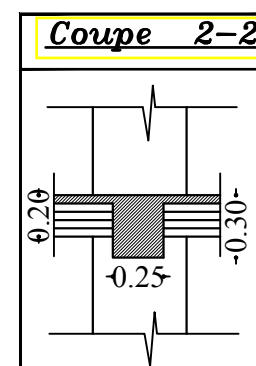
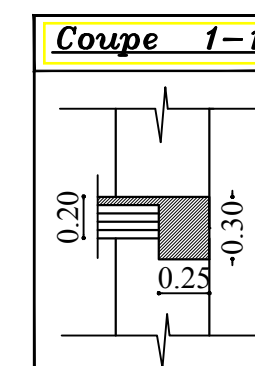
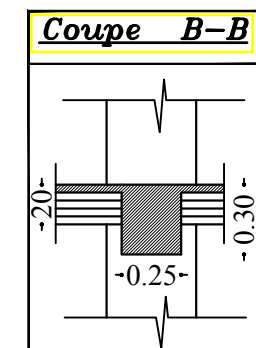
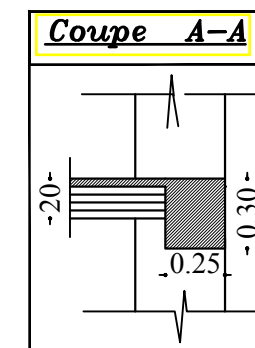
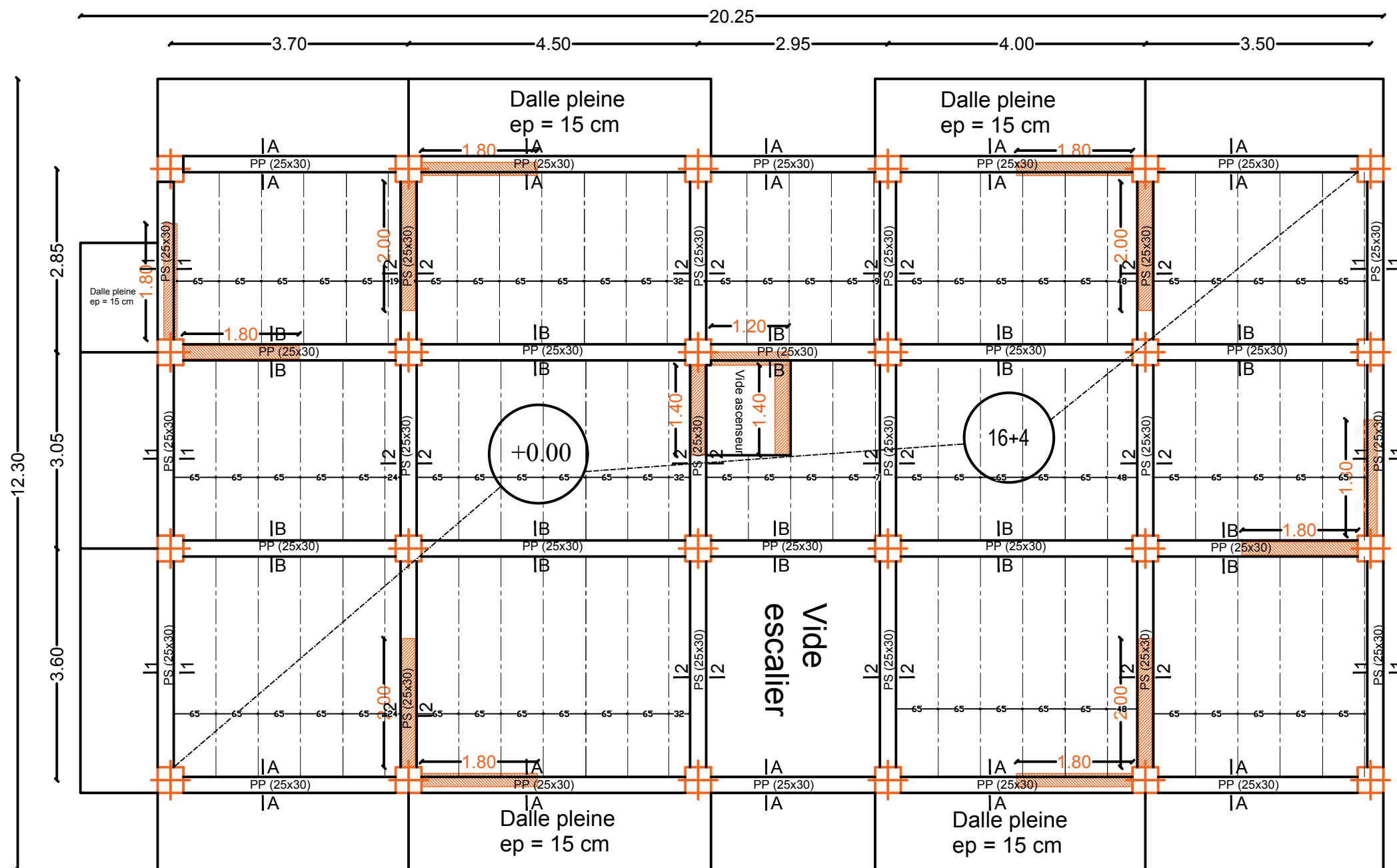
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Mlle. RATNI TASSADIT Mlle. REDOUANI IMANE ENCADREUR Mme. CHERIFI	Titre : PLAN DE FONDATIONS NIV: -1.00	Echelle°:1/50
		Plan N°:16
		Promotion: 2020



Zone:(I)
–Poteaux: (40X40)
–Nervure :(50X100)
–Débord :50Cm
–Dalle flottante: ep=10cm
–Dalle de radier: ep=30cm

PLAN DE RDC
NIV: +0.00

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Mlle. RATNI TASSADIT Mlle. REDOUANI IMANE	Titre : PLAN DE RDC NIV: +0.00	Echelle°:1/50
ENCADREUR Mme. CHERIFI		Plan N°:17
		Promotion: 2020

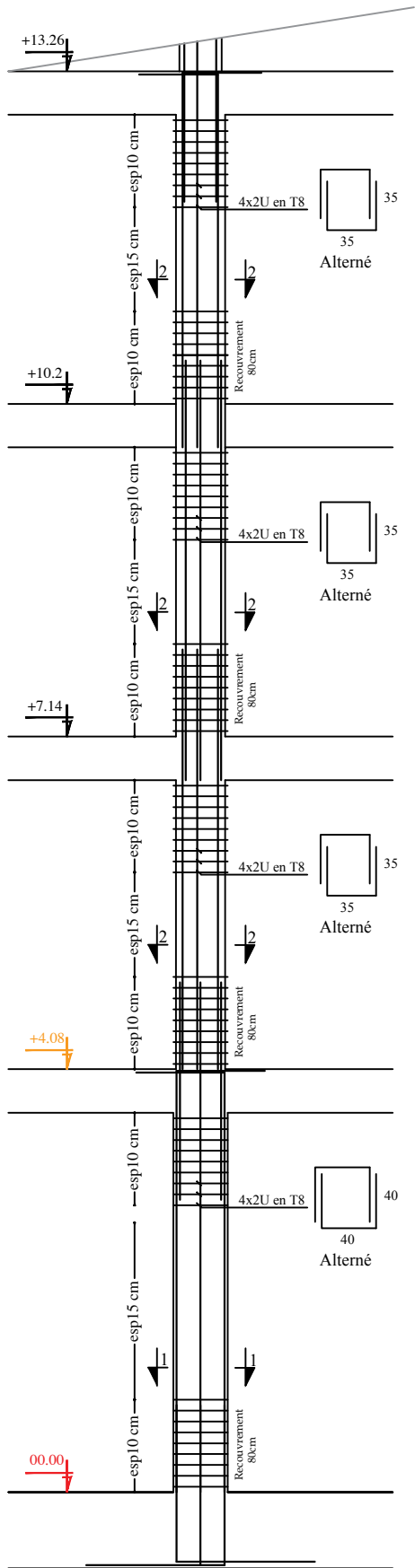


- Nervure :(50X100)
- Débord :50Cm
- Dalle flottante: ep=10cm
- Dalle de radier: ep=30cm

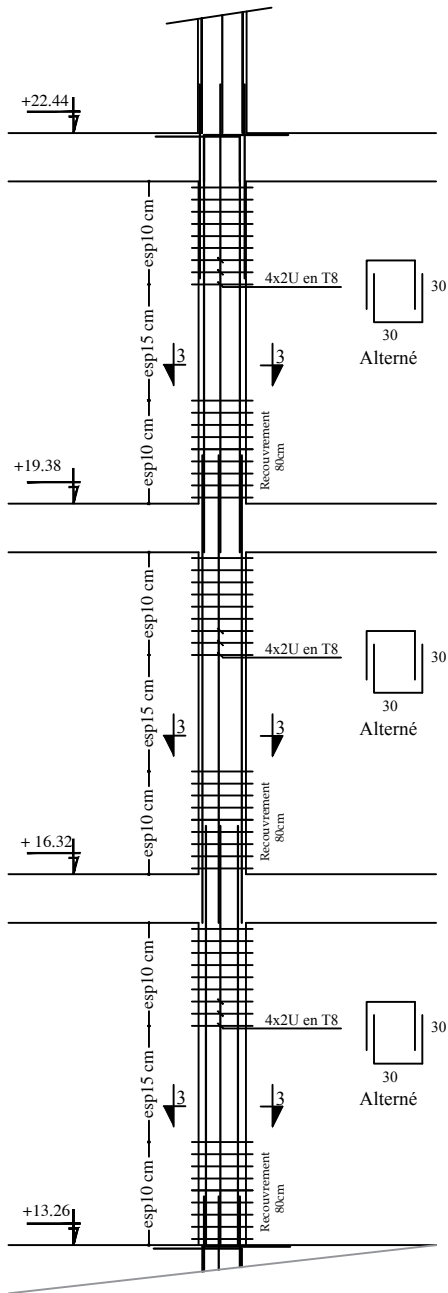
PLAN ETAGES COURANTS
NIV: +4.08 à +22,44

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Mlle. RATNI TASSADIT Mlle. REDOUANI IMANE ENCADREUR Mme. CHERIFI	Titre : PLAN ETAGES COURANTS NIV: +4.08 à +22,44	Echelle°:1/50
		Plan N°:18
		Promotion: 2020

FERRAILLAGE DES POTEAUX
Zone (I) ,Zone (II)



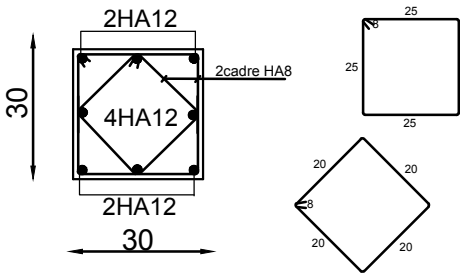
FERRAILLAGE DES POTEAUX
Zone (III)



Coupe 3-3

ZONE(III)

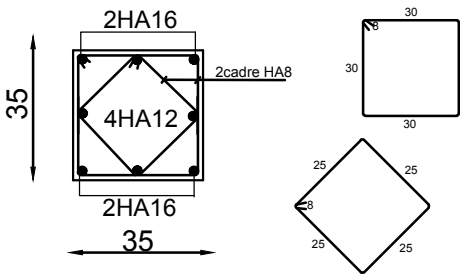
Poteau (30x30)



Coupe 2-2

ZONE(II)

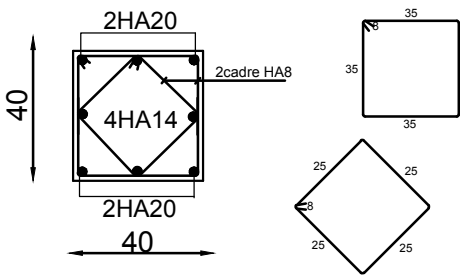
Poteau (35x35)



Coupe 1-1

ZONE(I)

Poteau (40x40)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. RATNI TASSADIT
Mlle. REDOUANI IMANE

ENCADREUR
Mme. CHERIFI

Titre :

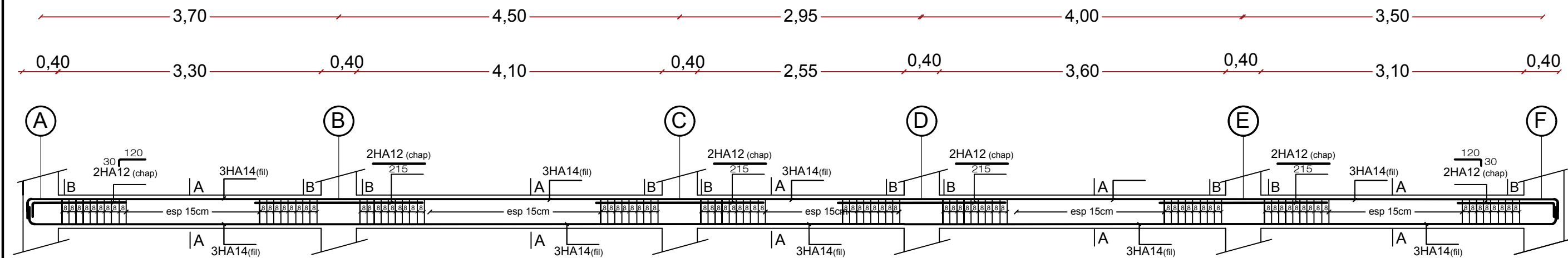
FERRAILLAGE DES POTEAUX

Echelle: 1/50

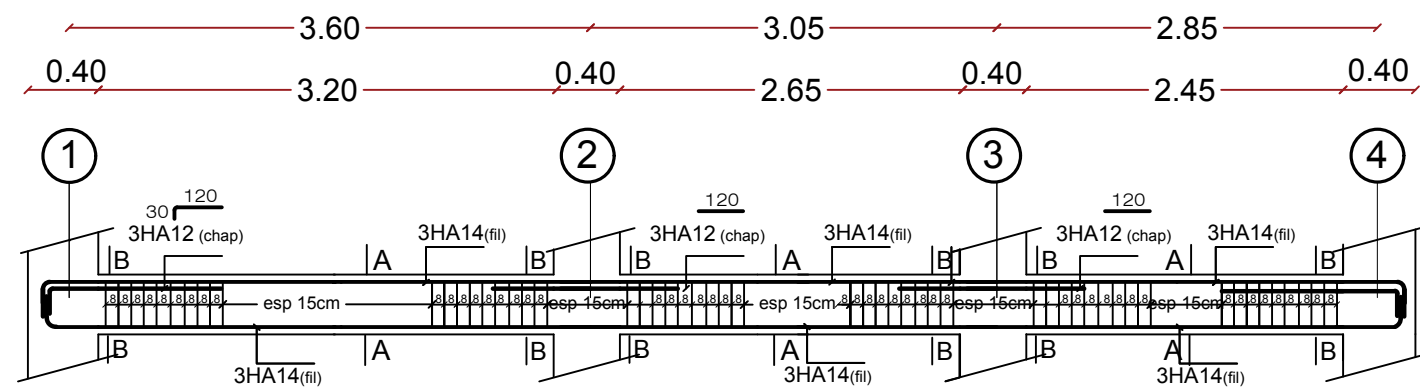
Plan N°: 9

Promotion:
2020

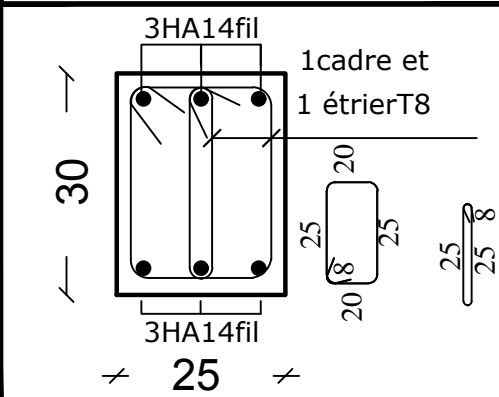
Ferraillage des poutres principales (25x30)cm²



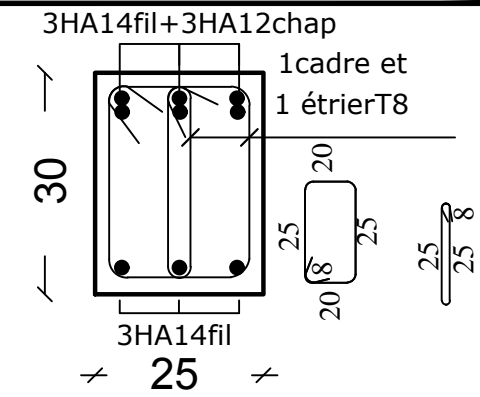
Ferraillage des poutres principales (25x30)cm²



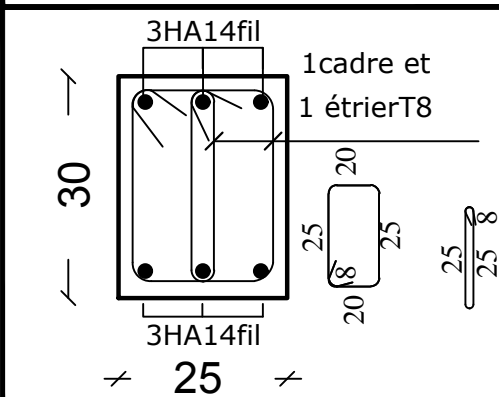
Coupe A-A/Travée



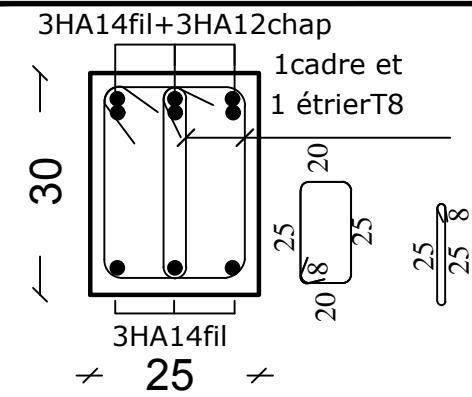
Coupe B-B/Appui



Coupe A-A/Travée



Coupe B-B/Appui



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. RATNI TASSADIT
Mlle. REDOUANI IMANE

ENCADREUR
Mme. CHERIFI

Titre :

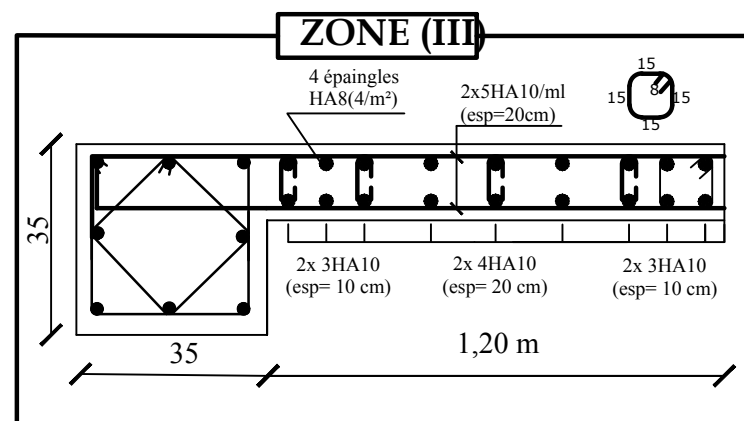
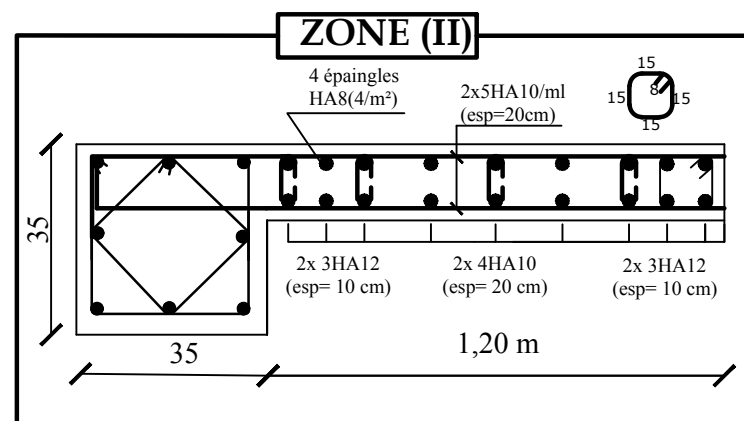
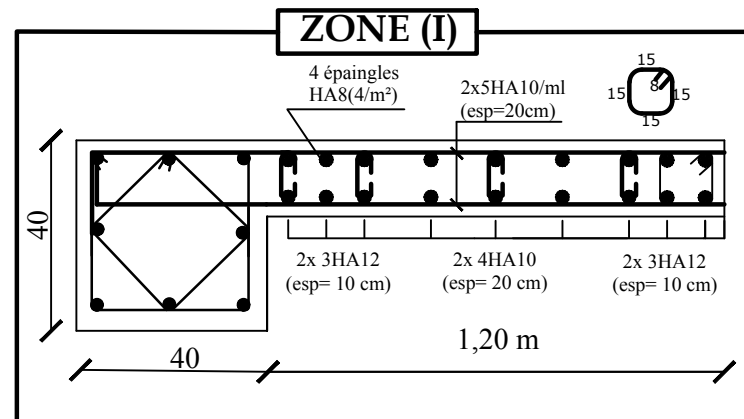
Ferraillage des poutres

Echelle°:1/50

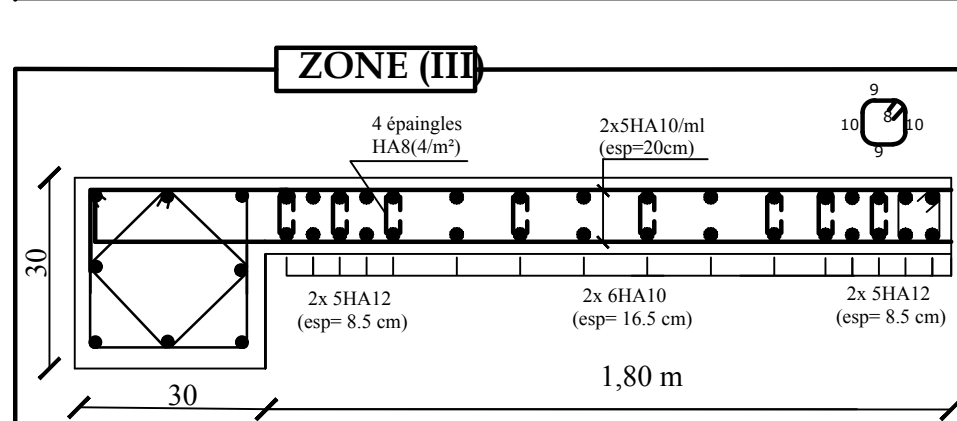
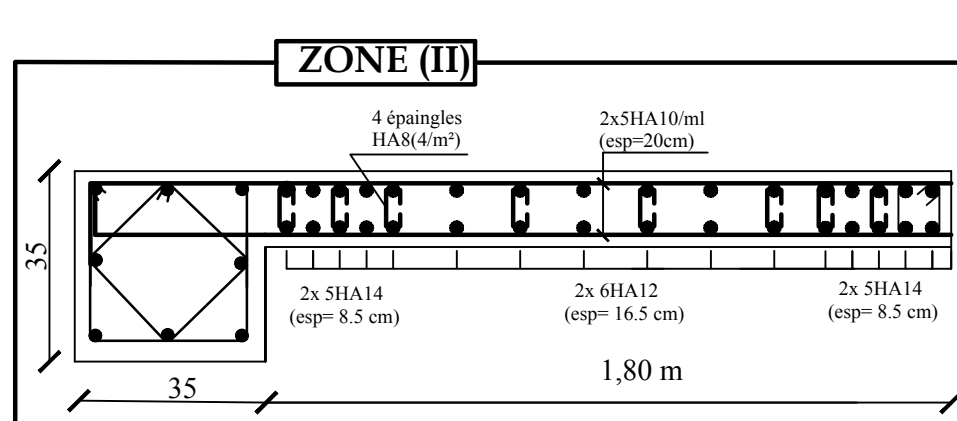
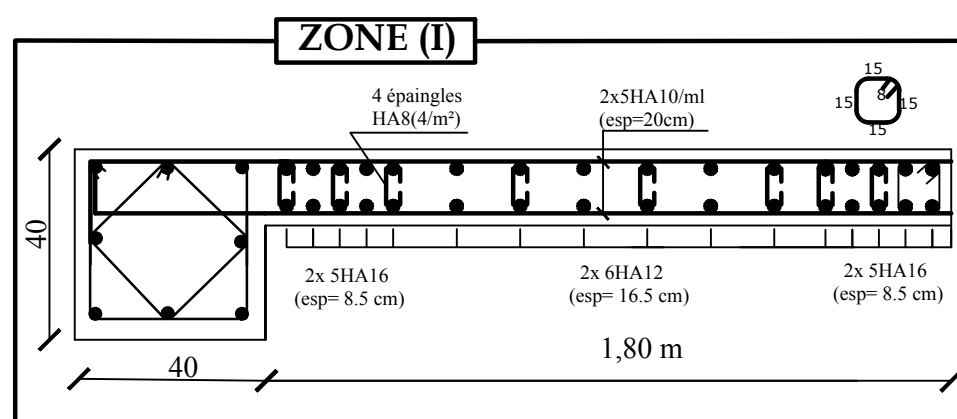
Plan N°:10

Promotion:
2020

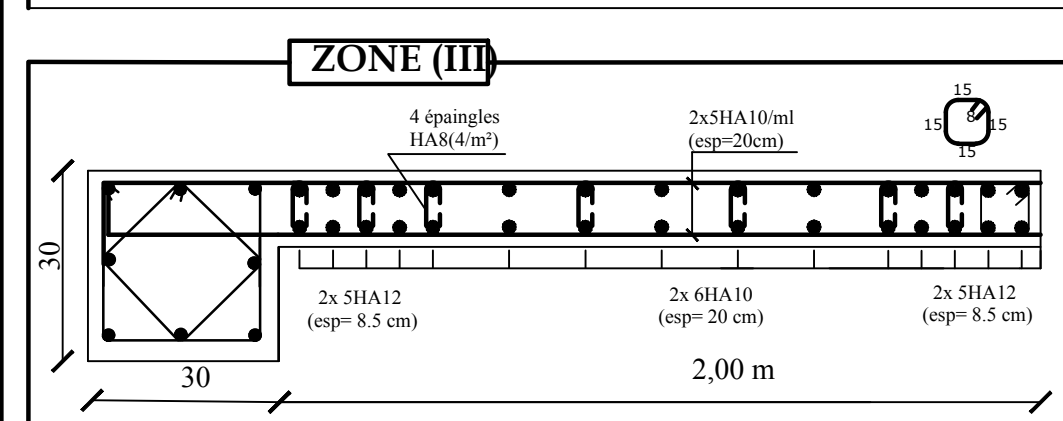
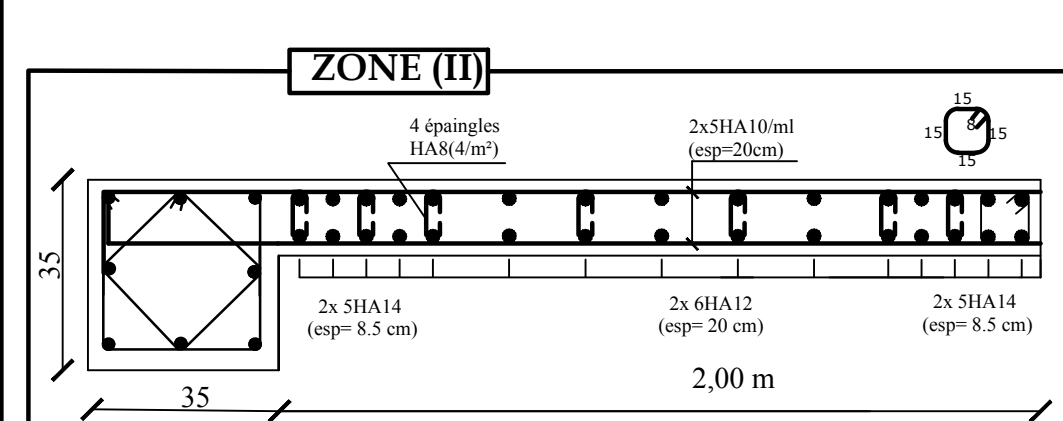
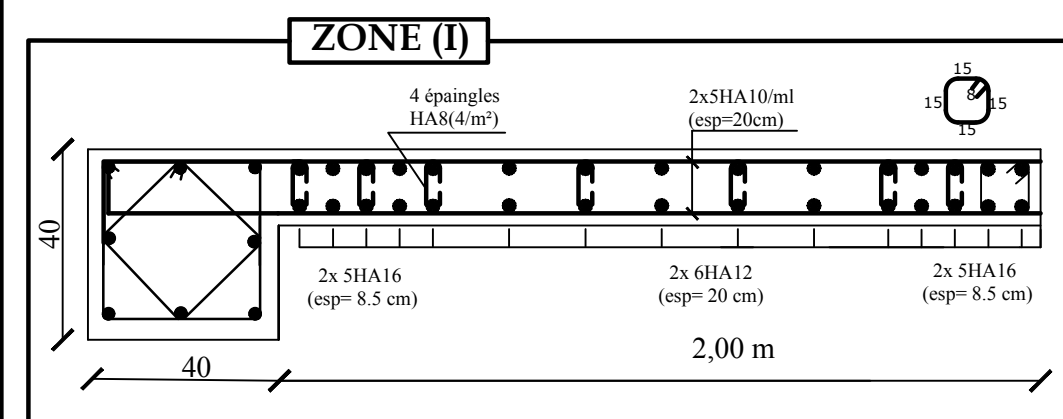
Voile longitudinal :VL3
L= 1,2 m



Voile longitudinal :VL1
L= 1,8 m



Voile longitudinal :VL2
L= 2 m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. RATNI TASSADIT
Mlle. REDOUANI IMANE

ENCADREUR
Mme. CHERIFI

Titre :

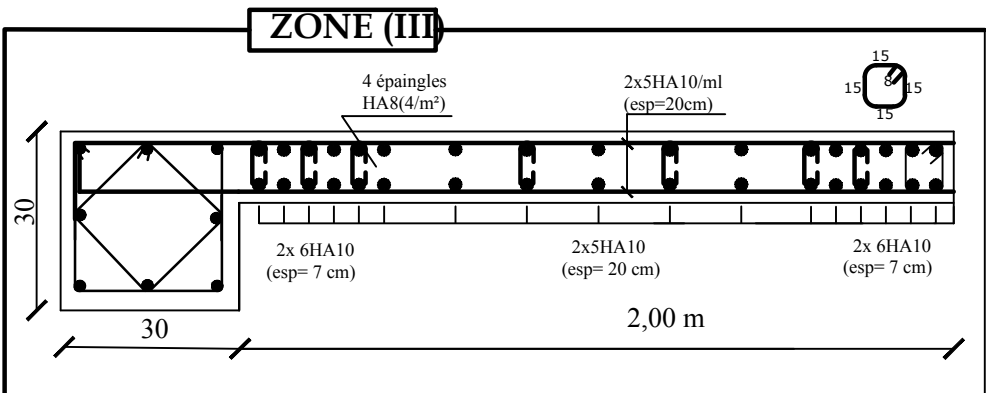
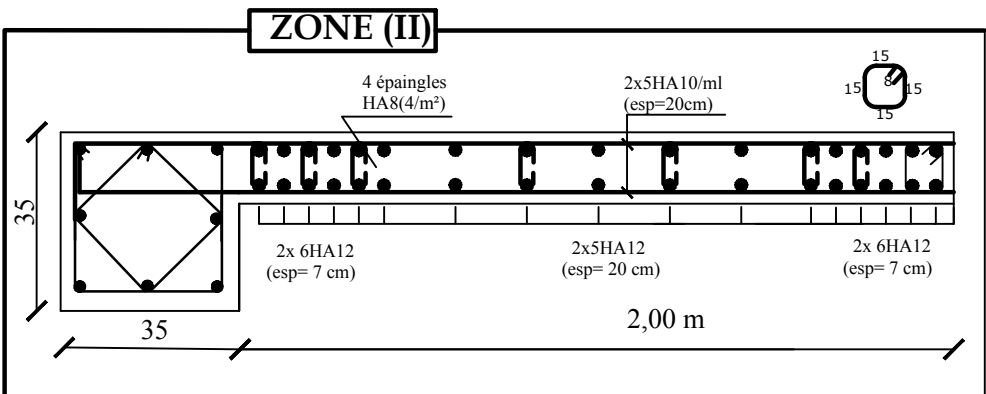
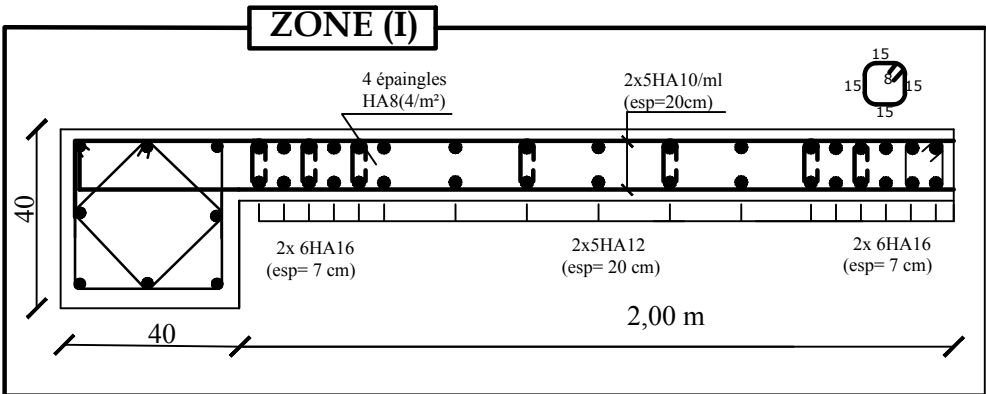
Ferrailage des voiles

Echelle°:1/50

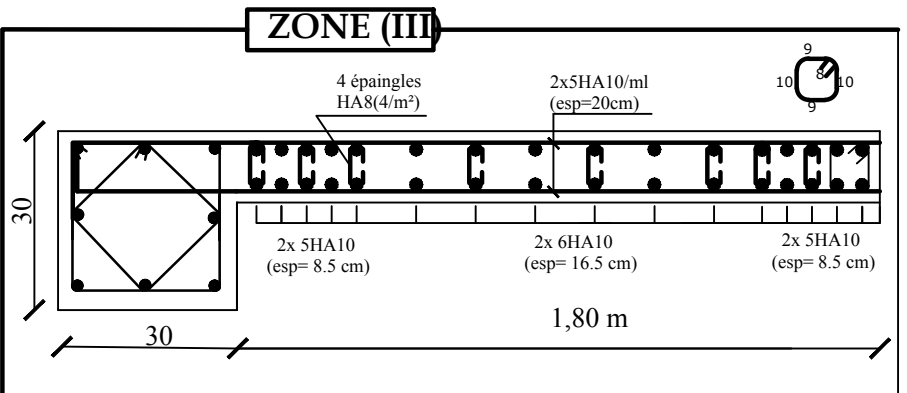
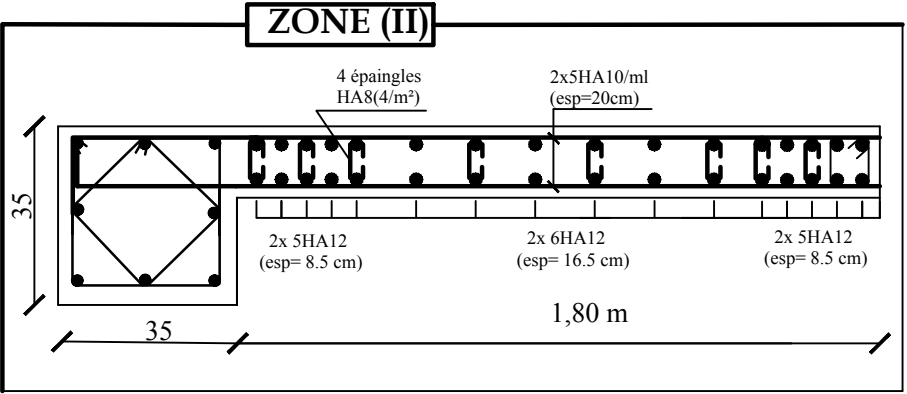
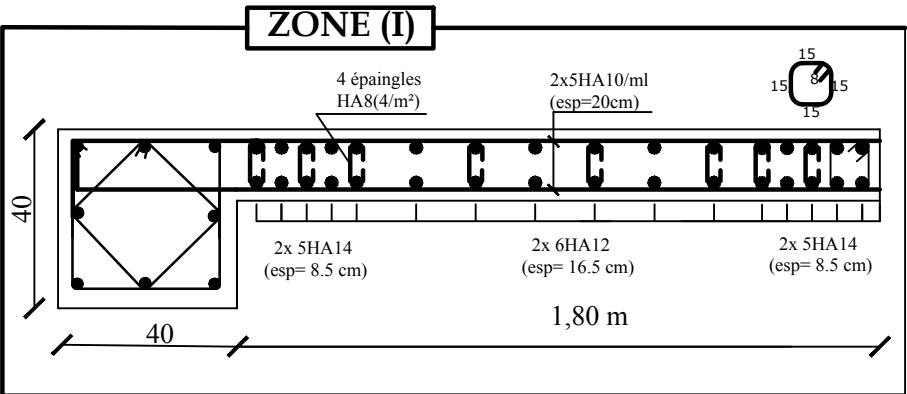
Plan N°:11

Promotion:
2020

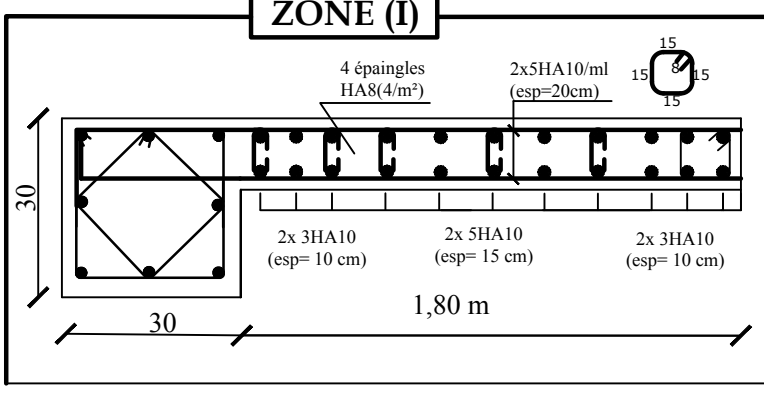
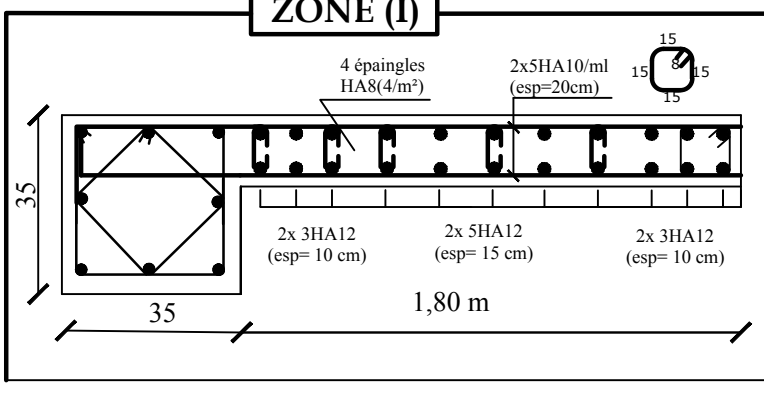
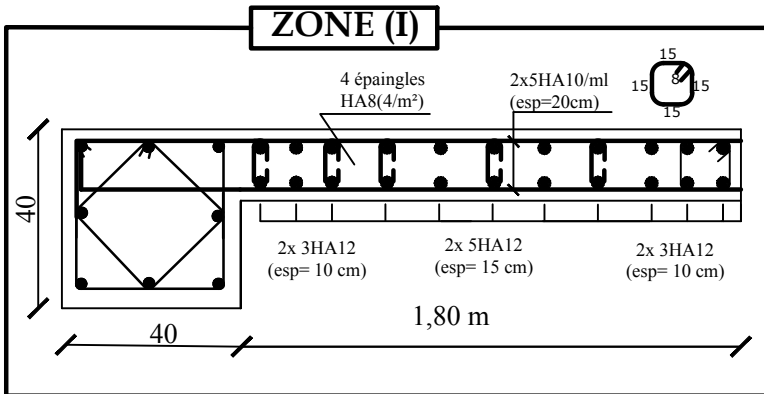
Voile transversal :VT1
L= 2 m



Voile longitudinal :VL1
L= 1,8 m



Voile longitudinal :VL1
L= 1,8 m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. RATNI TASSADIT
Mlle. REDOUANI IMANE

Titre :

Ferrailage des voiles

Echelle°: 1/50

Plan N°: 12

Promotion:
2020

ENCADREUR
Mme. CHERIFI

Bibliographie

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.
- Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton arme ALBERT FUENTES.
- Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés Jean- Pierre Mougin.
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI.
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage multiple, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier les méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

Ce dernier nous à permis aussi de connaître les différents systèmes de contreventement et les joindre aux genres de constructions qui lui sont adéquat (sécurité, et économie), et les précautions à prendre pour éviter l'effondrement immédiat de la construction, chose qui est déduit du RPA 99 modifié 2003.

En fin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus pour les promotions futures.