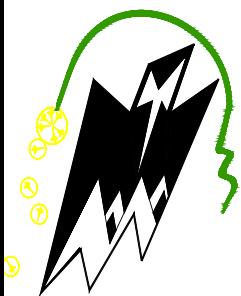


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option: Construction Civile et Industrielle

Thème

Etude d'un bâtiment (R+5+toiture en bois) à
Usage d'habitation et commercial Contreventé
par voiles porteurs.

Réalisé par:

M^{elle} Madjene Liza
M^{elle} Medjbour Lila

Dirigé par:

Monsieur Louzai.A

Année universitaire :2019/2020



Remerciements

Nous tenons à remercier

- *Dieu qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour élaborer et finir ce travail à temps.*
 - *Nos familles pour leurs attentions et encouragements tout au long de ces années, pour leur soutien et leur confiance indéfectible dans nos choix.*
- *Nos ami(e)s pour nous avoir soutenus tout au long de notre cursus.*
- *Notre promoteur Mr Louzai.A pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils qui ont contribué à alimenter notre réflexion.*
- *Les Membres du jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.*
- *Toutes celles et ceux qui nous ont aidé de près ou de loin afin de concrétiser notre projet de fin d'étude.*





Dédicace

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

Mes très chers parents, qui m'ont toujours soutenue soit moralement ou financièrement, leurs sacrifices afin que rien n'entrave le déroulement de mes études. Je prie Dieu le tout puissant de vous protéger et de vous procurer santé, bonheur et longue vie.

Mes chères sœurs : Tassadit et Lilia. A qui je souhaite au passage beaucoup de bonheurs et un avenir brillant.

A la mémoire de mon Oncle Youcef MADJENE

Mes chers frères : Karim ; Samir ; Mokrane

A ma chère amie et binôme Lila et toute sa famille.

A Tous mes amis (es).

A Toute la promotion de génie civil 2019 / 2020.

Liza.



Dédicace

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

Mes très chers parents, qui m'ont toujours soutenue soit moralement ou financièrement, leurs sacrifices afin que rien n'entrave le déroulement de mes études. Je prie Dieu le tout puissant de vous protéger et de vous procurer santé, bonheur et longue vie.

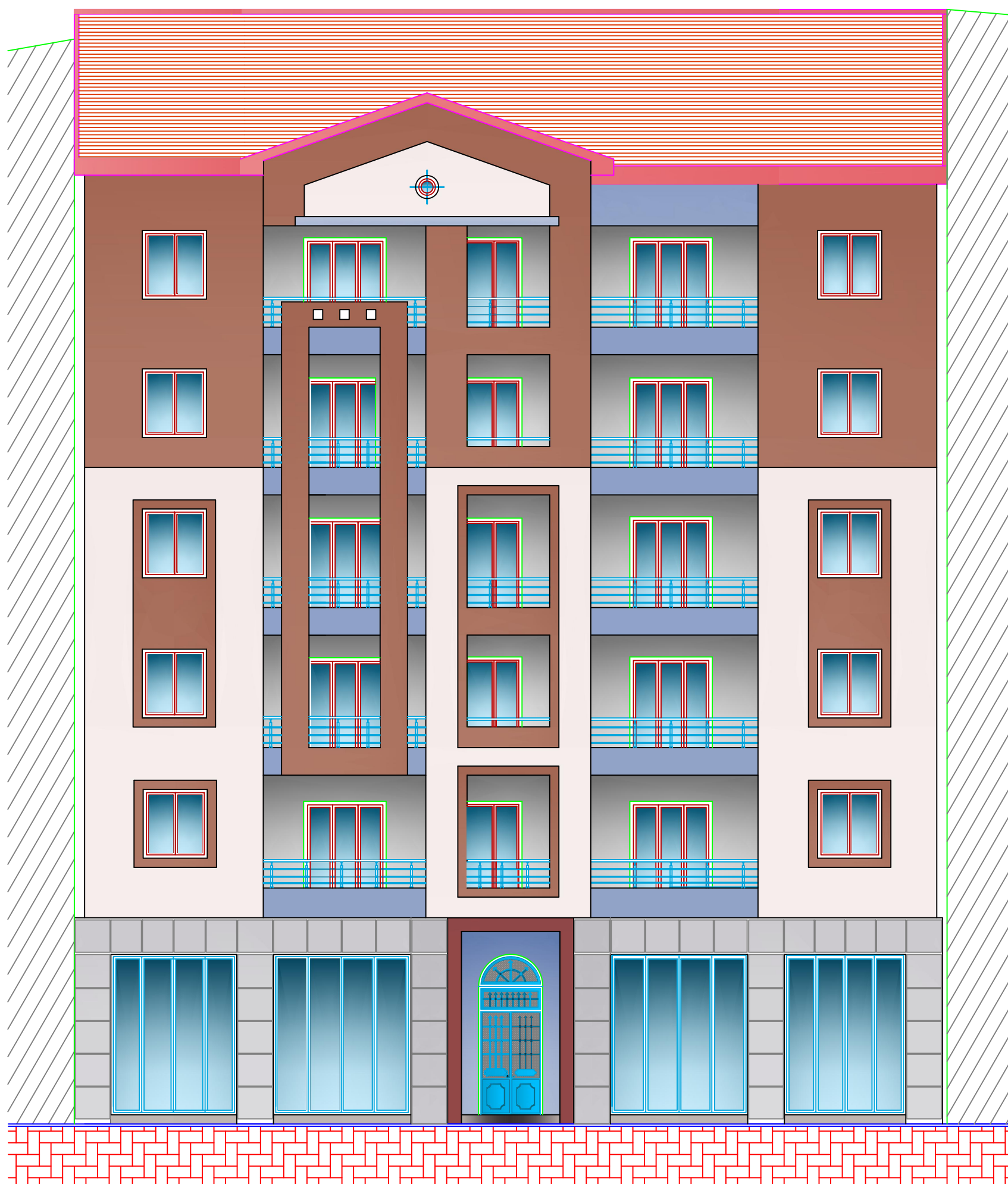
Mes chers frères : Cherif ; Zineddine ; Et Ma chère sœur : Amira
A qui je souhaite au passage beaucoup de bonheurs et un avenir brillant.

A ma chère amie et binôme Liza et toutes sa famille.

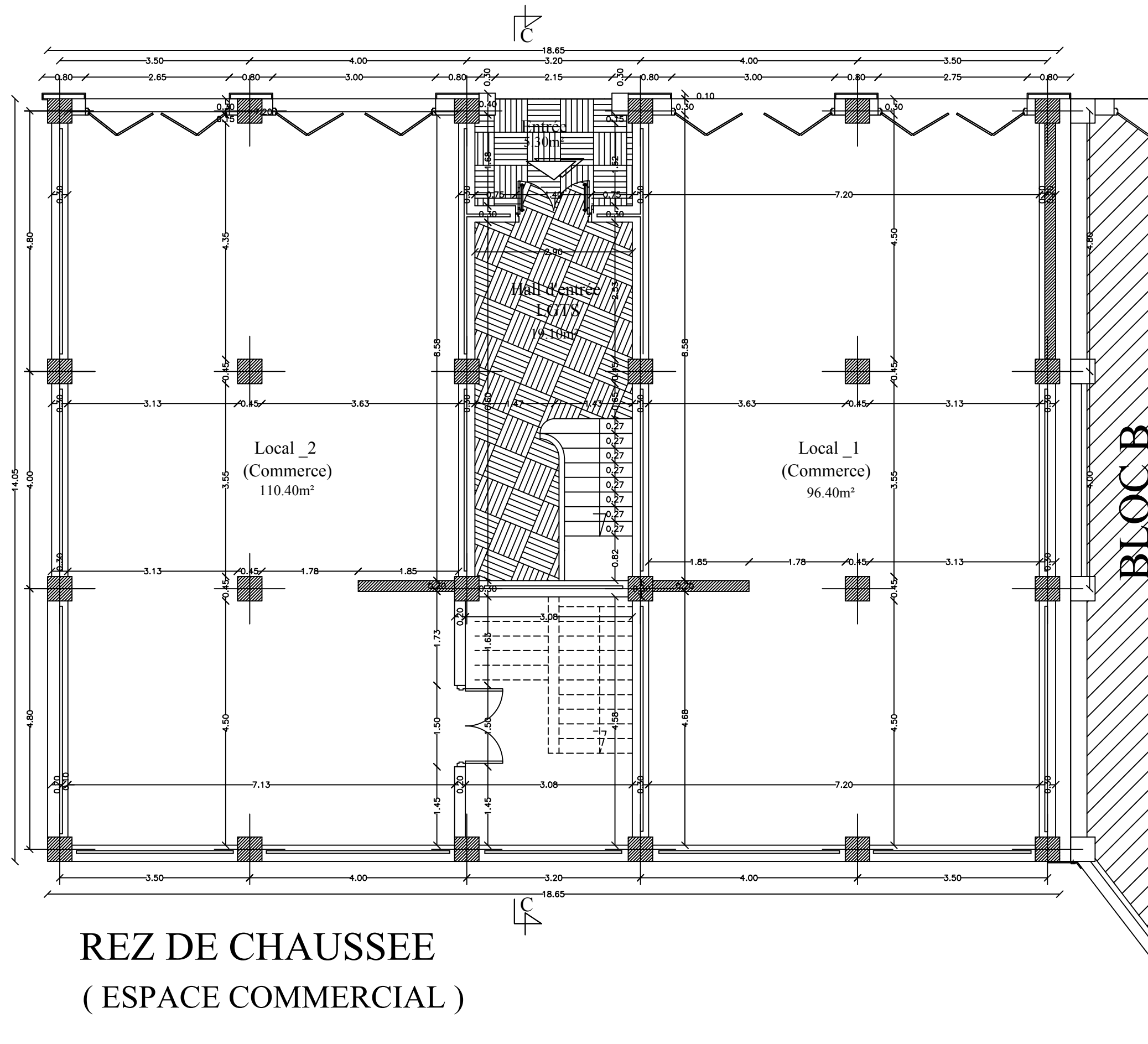
A Tous mes amis (es).

A Toute la promotion de génie civil 2019 / 2020.

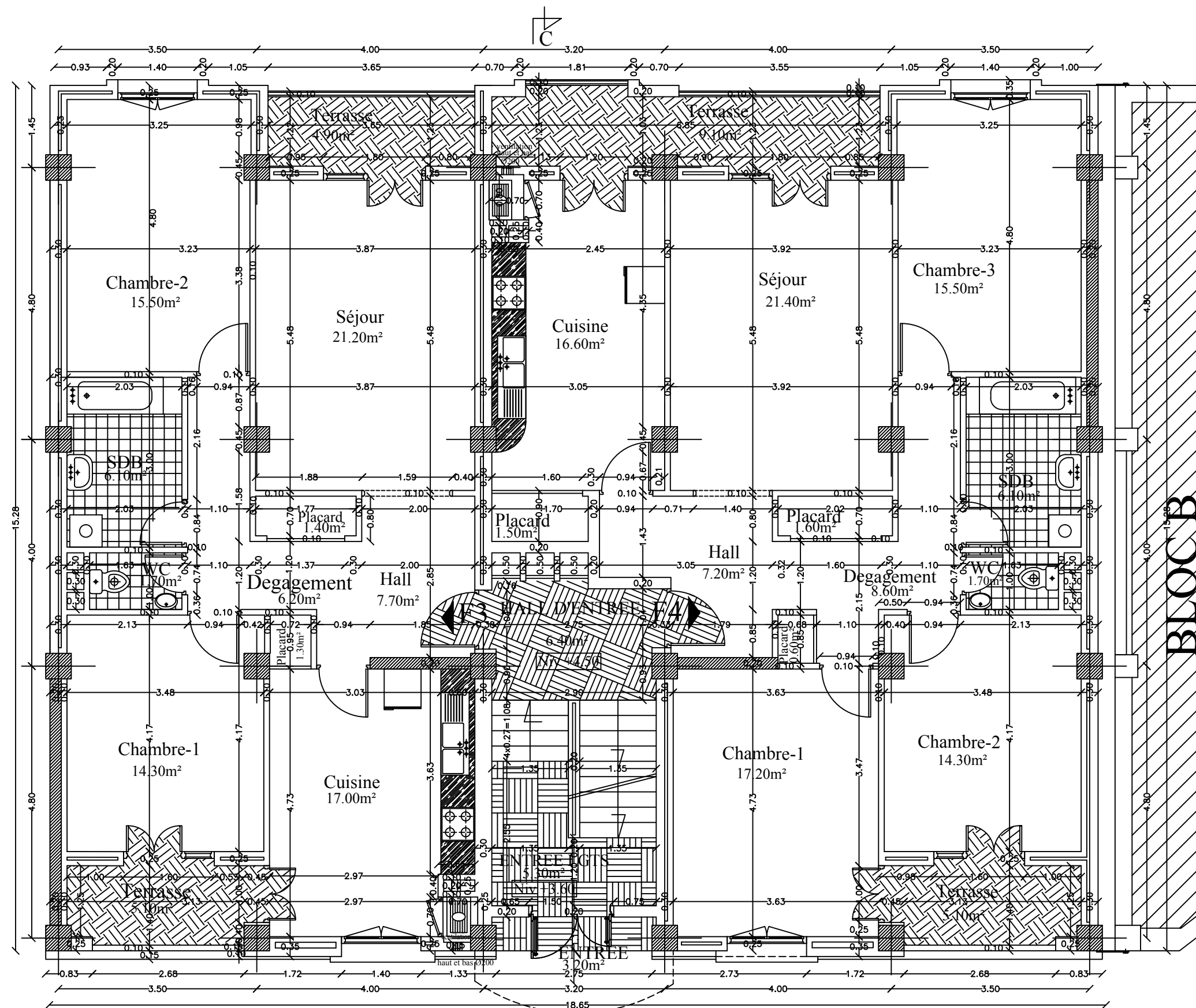
Lila.



FAÇADE PRINCIPALE



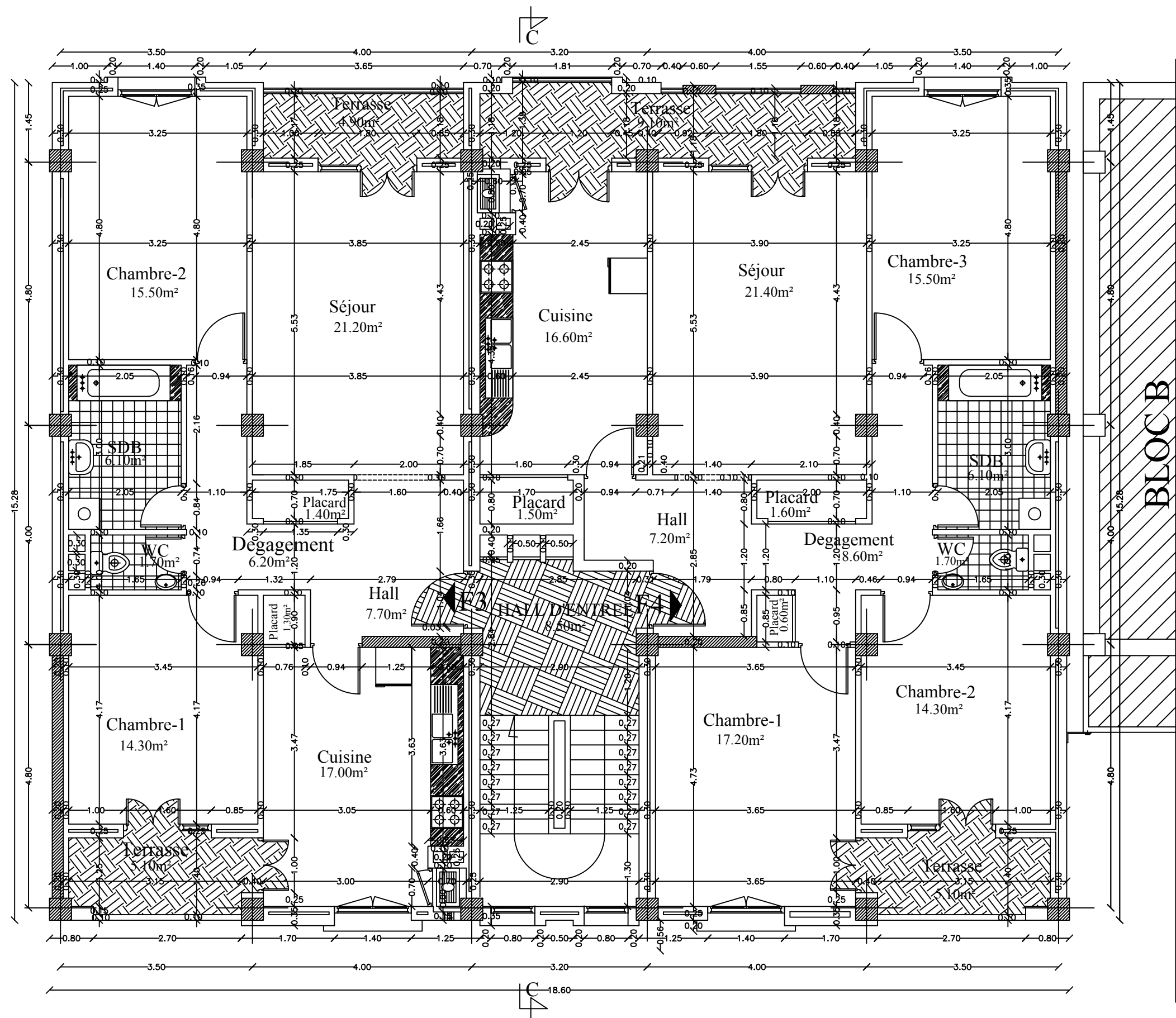
REZ DE CHAUSSEE
(ESPACE COMMERCIAL)



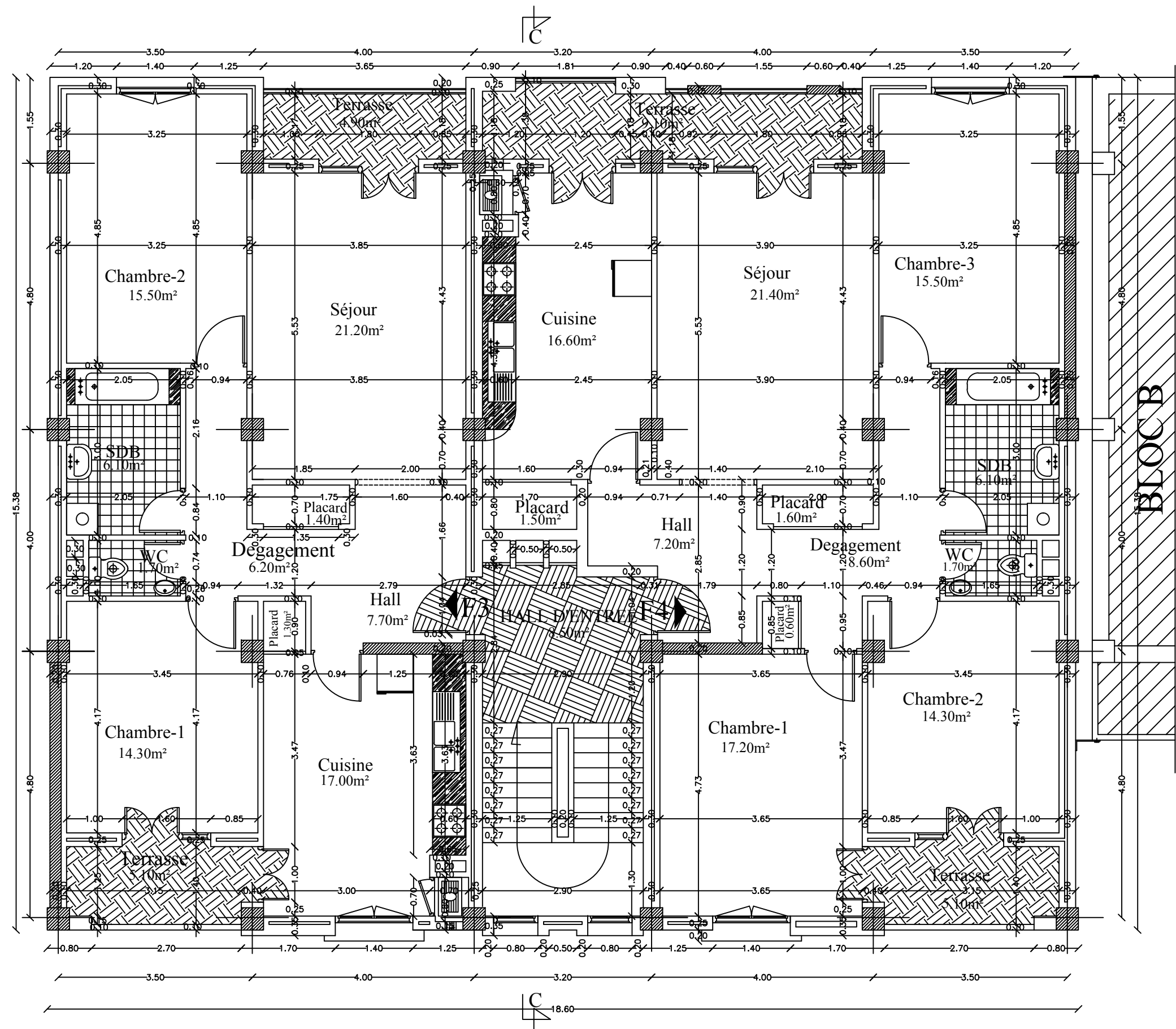
ETAGE 1
(LOGEMENTS)



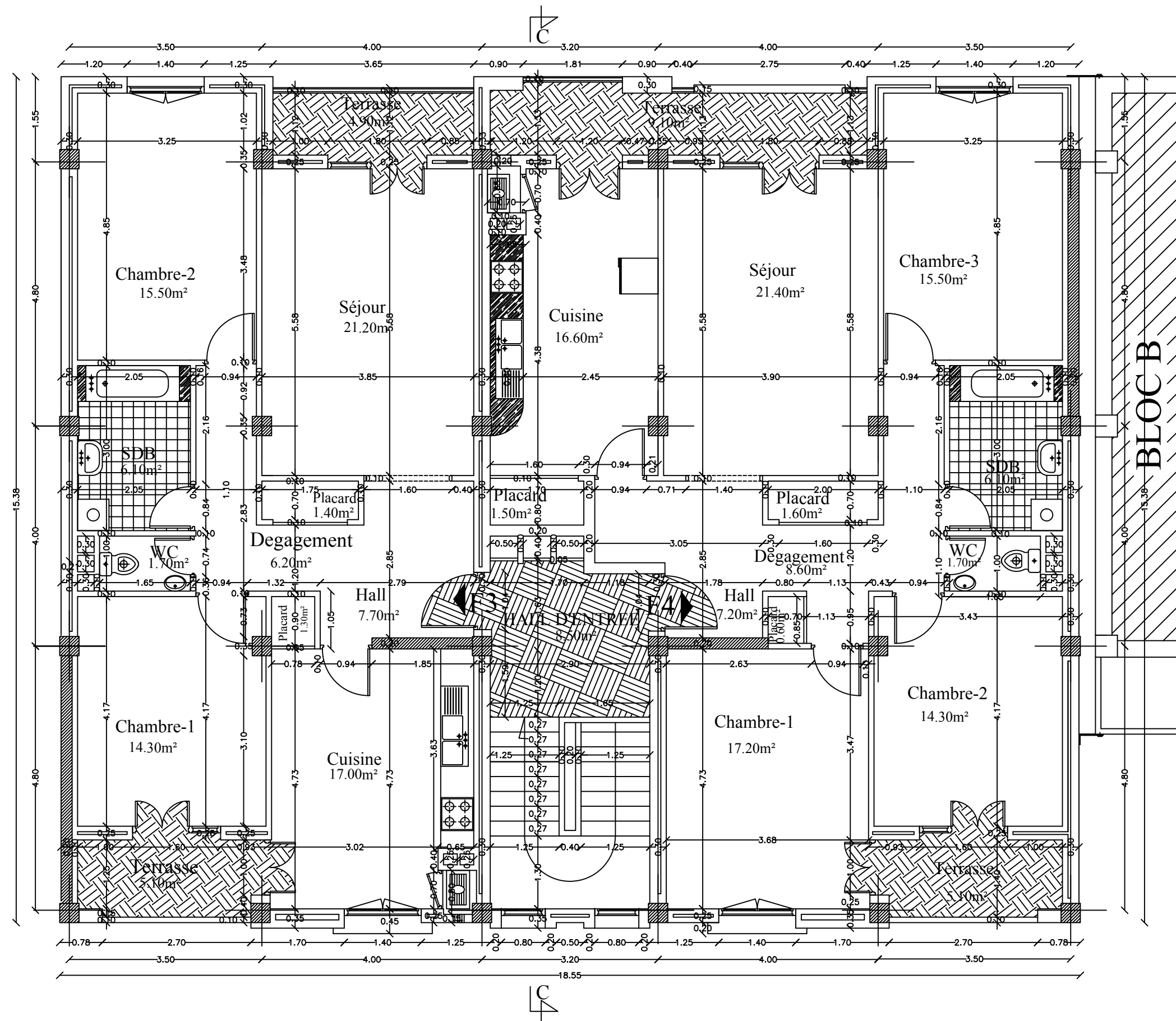
ETAGE 2
(LOGEMENTS)



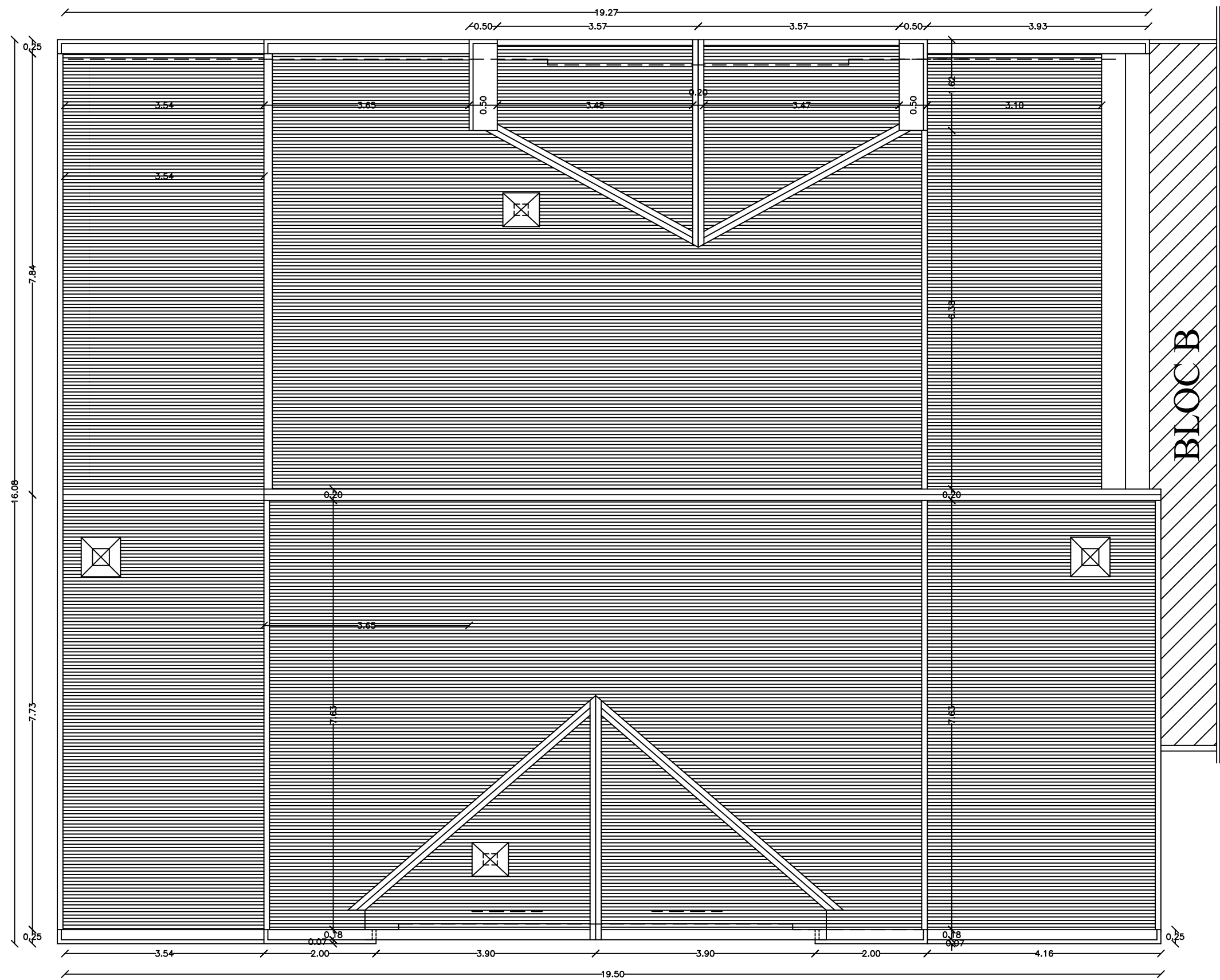
ETAGE 3
(LOGEMENTS)



ETAGE 4
(LOGEMENTS)

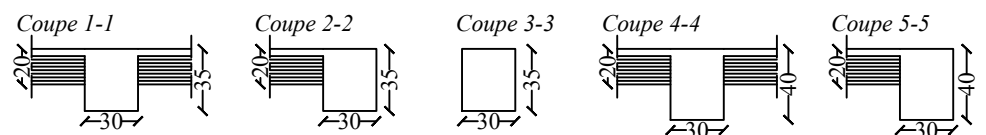
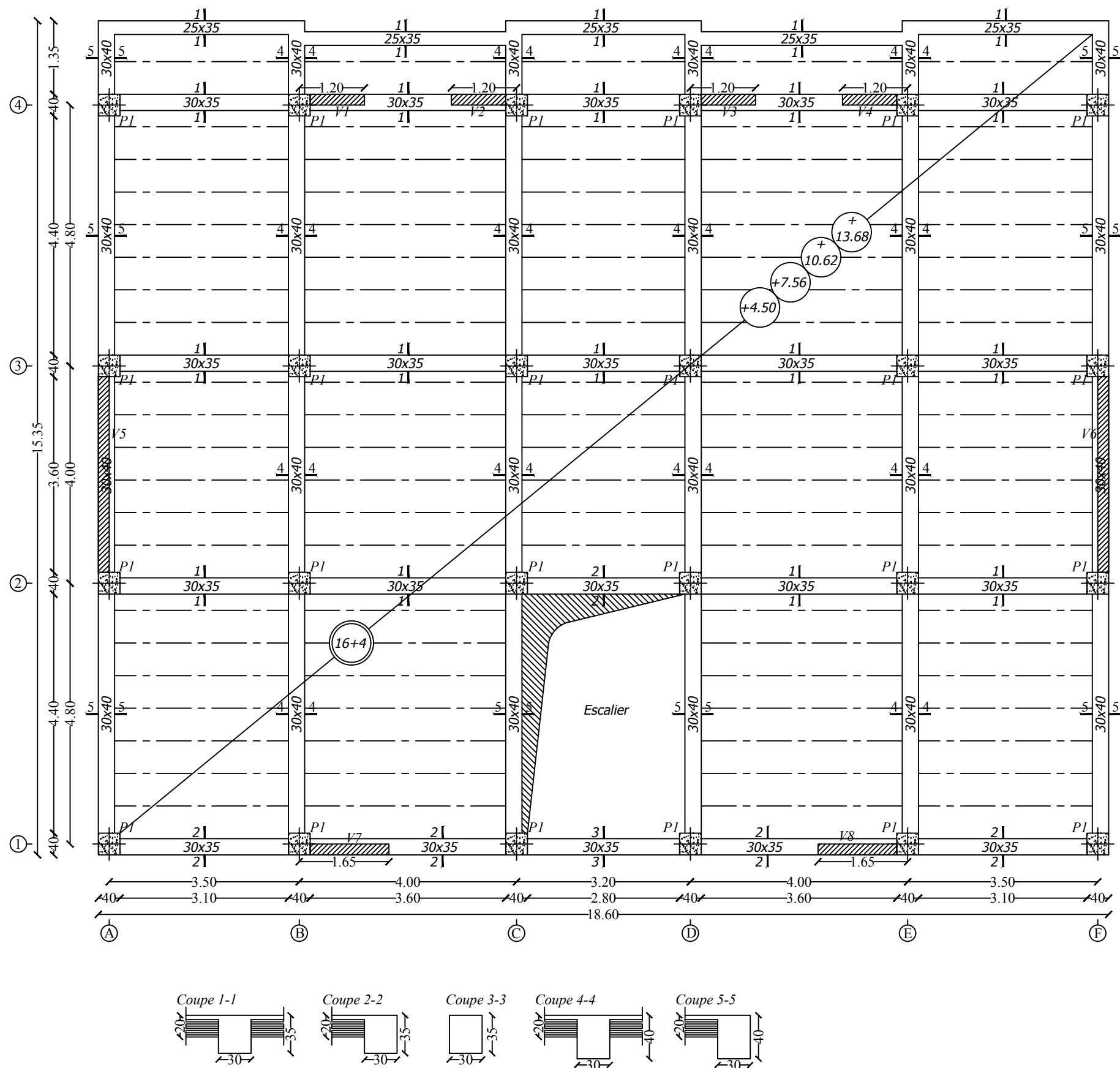


ETAGE 5
(LOGEMENTS)



PLAN DE TOITURE

COFFRAGE PLANCHERS Niv +4.50, +7.56, +10.62, et +13.68 :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Melle Madjene liza.
Melle Medjbour lila.

TITRE :

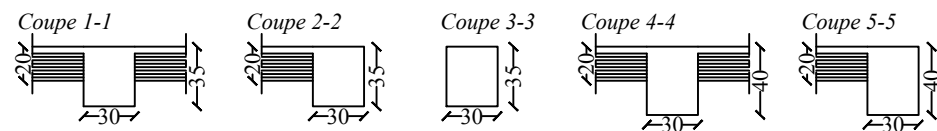
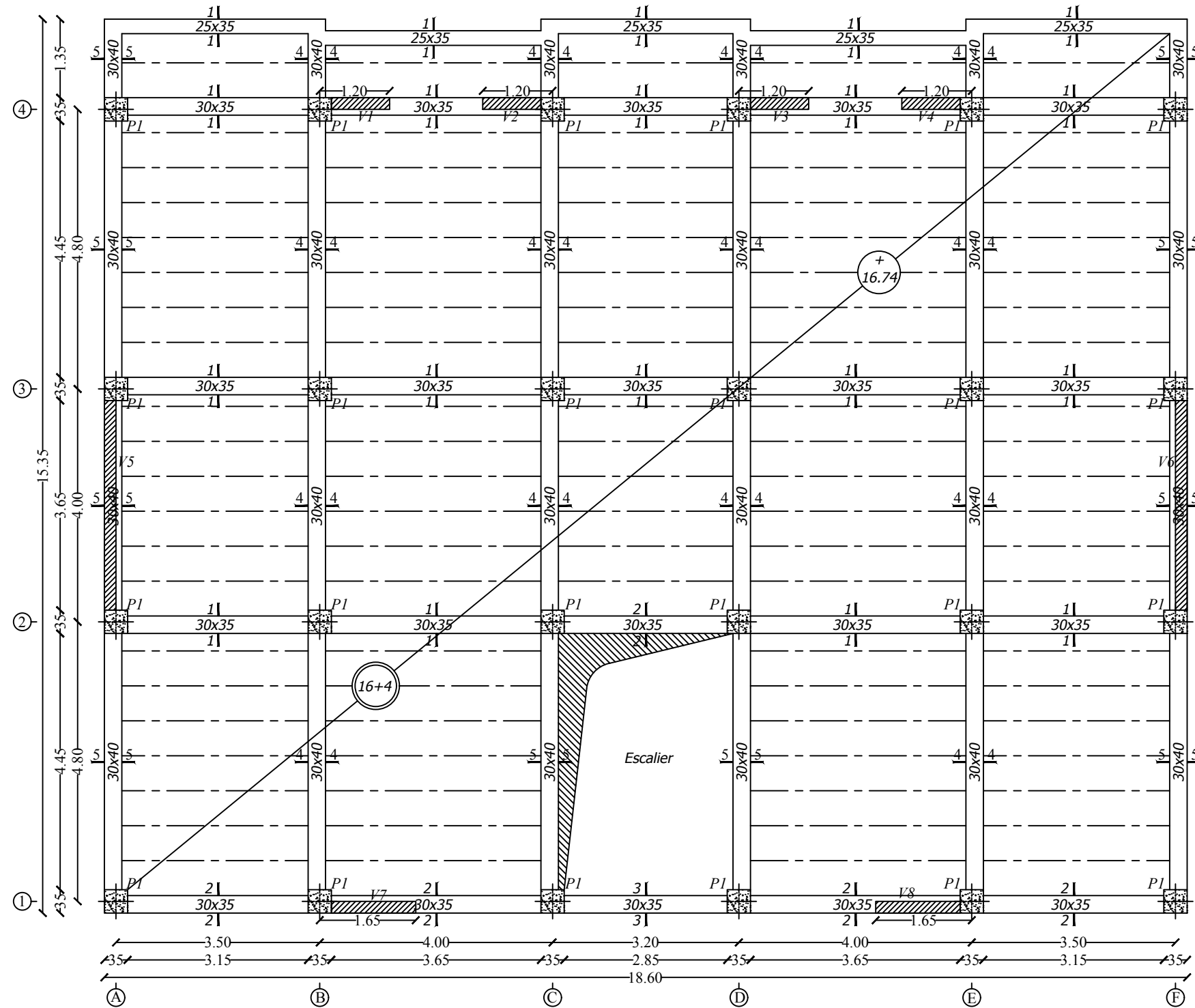
COFFRAGE PLANCHERS
Niv +4.50, +7.56, +10.62, +13.68

DIRIGE PAR :
Mr Louzai.A

PROMOTION 2019/2020

ECHELLE: 1/50

COFFRAGE PLANCHER Niv +16.74 :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
M^{elle} Madjene liza.
M^{elle} Medjbour lila.

TITRE :

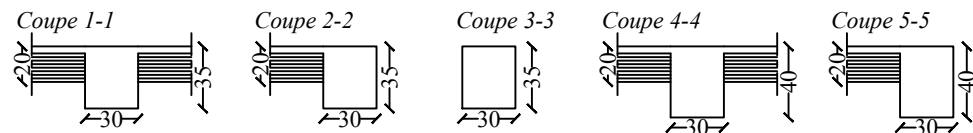
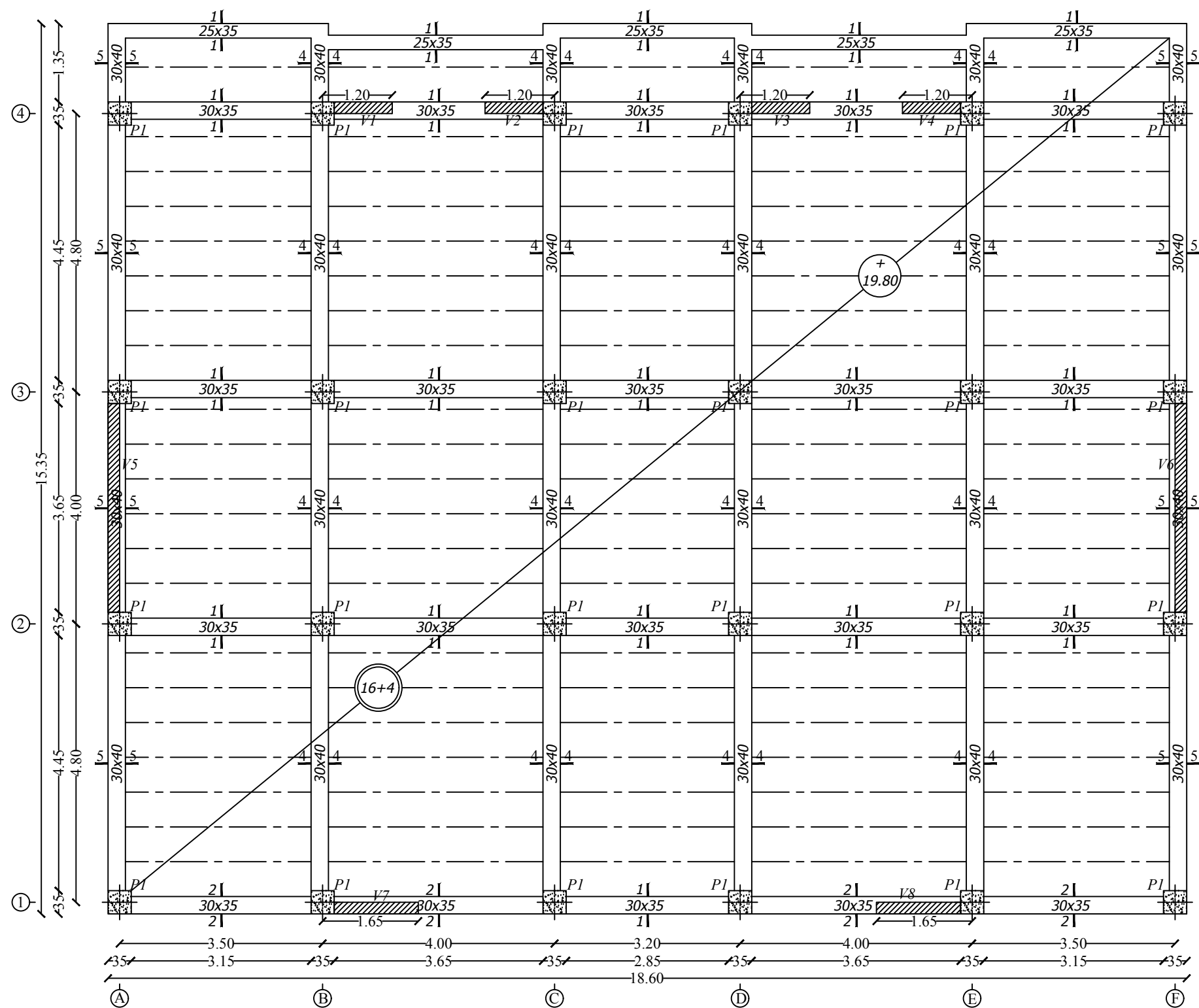
COFFRAGE PLANCHER Niv +16.74

DIRIGE PAR :
Mr Louzai.A

PROMOTION 2019/2020

ECHELLE: 1/50

COFFRAGE PLANCHER Niv +19.80 :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle Madjene liza.

Melle Medjbour lila.

DIRIGE PAR :

Mr Louzai.A

PROMOTION 2019/2020

TITRE :

COFFRAGE PLANCHER Niv +19.80

ECHELLE: 1/50

Liste des figures

Liste des figures

Figure I-1) : Plancher en corps creux.....	4
Figure I-2) : Plancher en dalle pleine.....	4
Figure I-3) : Principaux termes relatifs à un escalier.	5
Figure I-4) : diagramme contrainte - déformation.	12
Figure II.1 : Schémas d'un plancher au corps creux.	15
Figure II.2 : Dimensions de la poutre principale.	18
Figure II.3 : Dimensions de la poutre secondaire.	18
Figure II.4: Coupe du voile.....	19
Figure II.5: Coupe verticale du plancher de l'étage courant et RDC	22
Figure II.6: Coupe verticale du mur extérieur.	23
Figure II.7: Coupe verticale du mur intérieur.	24
Figure II-8 : Schéma de la surface du panneau revenant au poteau.	25
Figure II-9 : Schéma de calcul d'un versant de la toiture.	26
Figure III-1-1) : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.	34
Figure III-1-2) : schéma statique du treillis soudé.....	35
Figure III-1-3) : Coupe vertical d'une poutrelle.	36
Figure III-1-4) : schéma statique d'une travée de la poutrelle.	37
Figure III-1-5) : coefficients de correction des moments aux appuis.....	40
Figure III.1.6) : Schéma statique de la poutrelle.	40
Figure III-1-7) : valeurs des moments aux appuis.....	41
Figure III-1-8) : diagramme des moments fléchissant.	44
Figure III-1-9) : diagramme des efforts tranchants.	45
Figure III.1.10) : Schéma statique de la poutrelle	49
Figure III-1-11) : valeurs des moments aux appuis.....	50
Figure III-1-12) : diagramme des moments fléchissant.	53
Figure III-1-13) : diagramme des efforts tranchants.	53
Figure III-1-14) : plan de ferrailage du plancher en corps creux.	57
Figure III-2-1) : schéma statique d'une poutre.	58
Figure III-2-2) : Diagramme des efforts internes à l'E.L.U.	59
Figure III-2-3) : Diagramme des efforts internes à l'E.L.S.	64
Figure III-2-4) : Ferrailage de la poutre de chaînage.	66

Figure III- 3-1) : Schéma de l'escalier.....	67
Figure III- 3-2) : schéma statique de l'escalier.	69
Figure III- 3-3) : Diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU.....	75
Figure III- 3-4) Diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS.	84
Figure III- 3-5) Schéma de ferrailage de l'escalier	88
Figure III-4-1) : Schéma statique de la poutre palière.....	89
Figure III-4-2) : Section de la poutre palière.....	89
Figure III-4-3) Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	91
Figure III-4-4) Diagramme des efforts internes à l'ELS.	96
Figure III-4-5) Ferrailage de la poutre palière.	99
Figure VIII -1) : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	191
Figure VIII -2) : caractéristiques géométriques du voile V7 et V8.....	197
Figure IX-1) : Schéma de la semelle isolé	204
Figure IX-2) : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	218
Figure IX-3) : Schéma statique du débord.	225
Figure IX-4) : Schéma statique de la nervure(x-x)	230
Figure IX-5) : Le chargement à l'ELU(KN.m).....	230
Figure IX-6) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m).....	230
Figure IX-7) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(KN).....	230
Figure IX-8) : Le chargement à l'ELS(KN/m)	233
Figure IX-9) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	233
Figure IX-10) : Le Chargement à l'ELU	234
Figure IX-11) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	234
Figure IX-12) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(KN).....	235
Figure IX-13) : Le chargement à l'ELS(KN/m)	237
Figure IX-14) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	237

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau I-1) : contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s .	11
Tableau II-1 : Charge permanente de la toiture.	22
Tableau II-2 : Charge permanente de plancher sous toiture.	22
Tableau II-3 : Charge permanente du plancher d'étage courant et RDC.	23
Tableau II-4 : Charge permanente du mur extérieur.	23
Tableau II-5 : Charge permanente du mur intérieur.	24
Tableau II-6 : Surcharges d'exploitations.	24
Tableau II-7) : Récapitulatif des calculs de la descente de charges.	30
Tableau II-8) : Vérifications des poteaux au flambement.	33
Tableau III-1-1) : tableau récapitulatif des moments aux appuis et en travées.	44
Tableau III-1-2) : tableau récapitulatif des moments aux appuis et en travées.	53
Tableau III-3-1) : Charge permanentes du palier.	70
Tableau III-3-2) : Charge permanentes de la volée.	70
Tableau V-1) : valeurs de la période T .	134
Tableau V-2) : valeurs des pénalités suivant x-x.	135
Tableau V-3) : valeurs des pénalités suivant y-y.	135
Tableau V-4) : Déplacements inter-étage.	140
Tableau V-5) : effet $P-\Delta$ sens x-x.	144
Tableau V-6) : effet $P-\Delta$ sens y-y.	145
Tableau VI-1) : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.	148
Tableau VI-2) : Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier.	149
Tableau VI-3) : ferrailage des poutres principales en travée.	151
Tableau VI-4) : ferrailage des poutres principales aux appuis supérieurs.	151
Tableau VI-5) : ferrailage des poutres principales aux appuis inférieurs.	152
Tableau VI-6) : ferrailage des poutres secondaires en travée.	152
Tableau VI-7) : ferrailage des poutres secondaires aux appuis supérieurs.	153
Tableau VI-8) : ferrailage des poutres secondaires aux appuis inférieurs.	153
Tableau VI-9) : ferrailage des poutres secondaires proche du voile.	154
Tableau VI-10) : Résultats de ferrailage de la poutre inclinée.	157
Tableau VI-11) : Vérification de la contrainte tangentielle du béton.	158
Tableau VI-12) : Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis.	159

Tableau VI-13) : Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement.	160
Tableau VI-14) : Vérification des contraintes à l'ELS.	163
Tableau VI-15) : Vérification des contraintes à l'ELS.	163
Tableau VI-16) : Vérification des contraintes à l'ELS.	164
Tableau VI-17) : Vérification des contraintes à l'ELS.	164
Tableau VII-1) : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.	165
Tableau VII-6) : Valeur de « λ_g » et « p_a » pour les différentes sections des poteaux.	180
Tableau VII-7) : Sections minimales des armatures.	181
Tableau VII-8) : Détermination des armatures transversales des poteaux	182
Tableau VII-9) : Vérification du ferrailage à L'ELS.	186
Tableau VII-10) : Vérification des contraintes.	187
Tableau VIII -1) : Tableau efforts internes dans le voile longitudinal V1, V2, V3 et V4.	195
Tableau VIII -2) : Tableau efforts internes dans le voile longitudinal V7 et V8.	196
Tableau VIII -3) : Tableau efforts internes dans le voile transversal V5 et V6.	196
Tableau VIII -4) : Ferrailage des voiles longitudinales V7 et V8.	200
Tableau VIII -5) : Ferrailage des voiles longitudinales V1, V2, V3 et V4.	201
Tableau VIII -6) : Ferrailage des voiles transversales V5 et V6.	202
Tableau IX-1) : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).	205
Tableau IX-2) : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).	205
Tableau IX-3) : Résultante des charges sous poteaux.	206
Tableau IX-4) : valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure suivant XX.	228
Tableau IX-5) : valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure suivant YY.	229

Sommaire

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I) Présentation et caractéristiques de l'ouvrage	1
I-1) Présentation de l'ouvrage	1
I-2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I-3) Elément constitutifs de la structure	3
I-4) principes de justifications (ArtA1.2BAEL91/modifié99)	6
I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux	7

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II) Introduction	14
II.1) Pré-dimensionnement des éléments	14
II-1-1) Les planchers	14
II-1-2) Les poutres	15
II-1-3) Les voiles	19
II-1-4) Les poteaux	20
II-2) Détermination des charges et surcharges	22
II-2-1) charges permanentes	22
II-2-2) Surcharge d' exploitation	24
II-3) Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus solliciter	25
II-4) Vérification des poteaux selon RPA99 vs2003 (Art 7.4.1)	31
II-5) Vérification des poteaux au flambement	32
Conclusion	33

Chapitre III : calcul des éléments

III-1) Calcul des plancher	34
III-1-1) Introduction	34
III-1-2) Calcul des armatures	34
III-1-3) étude des poutrelles	35
III-1-4) choix de la méthode	38
III-1-5) Exposé de la méthode de calcul	39
III-1-6) Application de la méthode forfaitaire	40
III-1-7) Ferrailage à L'ELU	45
III-1-8) Vérification à l'ELU	47
III-1-9) Calcul à L'ELS	49
III-1-10) Vérification à l'ELS	54
III-2) Etude de la poutre de chainage	58
III-2-1) Pré dimensionnement de la poutre	58
III-2-2) Détermination des charges revenant à la poutre	58
III-2-3) Combinaison de charges	59
III-2-4) Etude de la poutre de chainage à l'E.L.U	59
III-2-5) calculs à l'E.L.S	63
III-2-6) Conclusion.....	65
III- 3) Calcul de l'escalier	67
III- 3-1) Introduction	67
III- 3-2) Pré dimensionnement	68
III- 3-2-1) Dimensionnement de la paillasse	69
III- 3-2-2) Détermination des charges et surcharges	70
III- 3-2-3) Calcul des efforts internes à l'ELU	71

Sommaire

III- 3-2-4) Ferrailage de la paillasse	76
III- 3-2-5) Vérifications à l'ELU	77
III- 3-2-6) Calcul des efforts internes à l'ELS	80
III- 3-2-7) Vérifications à l'ELS	85
III-4) Etude de la poutre palière	89
III-4-1) Pré dimensionnement	89
III-4-2) Détermination des charges	90
III-4-3) combinaison de charge	90
III-4-4) Calcul à l'ELU	90
III-4-5) Calcul des armatures	91
III-4-6) Vérification à l'ELU	92
III-4-7) Calcul à l'état limite de service ELS	95
III-4-8) Vérification à l'ELS	96
III-5) Calcul de la charpente	100
III-5-1) Introduction	100
III-5-2) Détermination des charges et surcharges	100
III-5-3) Calcul des éléments de la toiture	101
III-5-3-1) Calcul des pannes	101
III-5-3-2) Calcul des chevrons	102
III-5-3-3) Calcul des liteaux	104
III-5-4.) Assemblage de la charpente	105

Chapitre IV : Etape de modélisation avec logiciel ETABS

IV) Introduction	107
IV-1) Description du logiciel ETABS	107
IV-2) Etapes de Modélisation	108

Sommaire

IV-2-1) Choix de la méthode de calcul	108
IV-2-2) principe de la méthode	108
IV-3) La modélisation	

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA

V) Introduction	1025
V-1) Méthodes de calculs	125
V-2) Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 mod 2003	125
V-2-1) Justification du système de contreventement	125
V-2-2) La période de l'ETABS et le pourcentage de participation de la masse modale	129
V-2-3) nombre de mode à considérer	131
V-2-4) Vérification de l'effort tranchant à la base	131
V-2-5) Vérification des déplacements relatifs	138
V-2-6) Vérification du déplacement maximal de la structure	141
V-2-7) Justification Vis-à-vis de l' effet $P-\Delta$	142
V-2-8) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	145
V-3) Conclusion	145

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

VI) Ferrailage des poutres	147
VI-1) Introduction	147
VI-2) Recommandations du l'RPA 99 vs 2003	147
VI-3) Les étapes de calculs	149
VI-4) Vérification à l'ELU	157
VI-5) Vérifications à l'ELS	162

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

VII) Ferrailages des poteaux	165
VII-1) Introduction	165
VII-2) Recommandation du RPA 99/Version 2003	166
VII-3) Exposé de la méthode de calcul à l'ELU	168
VII-4) Calcul du ferrailage des poteaux	172
VII-5) Vérification à l'ELU	182
VII-6) Vérification à l'ELS	186

Chapitre VIII : Ferrailages des voiles

VIII) Ferrailages des voiles	188
VIII-1) Introduction	188
VIII-2) Exposé de la méthode	188
VIII-3) Détermination des diagrammes de contraintes	189
VIII-4) Détermination des armatures	190
VIII-5) Les vérifications à l'ELS	194
VIII-6) Exemple de calcul	197
VIII-7) Vérifications	199

Chapitre IX : Étude de l'infrastructure

IX) Etude de l'infrastructure	203
IX - 1) Introduction	203
IX -2) Dimensionnement	203
IX -2-1) Semelles isolées	203
IX -2-2) Semelles filantes	204
IX -3) Calcul du radier général	208
IX -3-1) Pré-dimensionnement du radier	208

Sommaire

IX 3-2) Détermination des sollicitations	210
IX 3-3) Détermination de la surface du radier	210
IX-3-4) Détermination des efforts à la base du radier	211
IX-3-5) Vérifications	213
IX-3-6) Conclusions	218
IX-4) Ferrailage du radier	219
XI-5) calcul des nervures	227
XI-5-1) Détermination des sollicitations	230

Conclusion générale

Références bibliographie

Introduction générale

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civil. Le rôle de l'ingénieur en génie civil consiste à concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toutes la période d'exploitation.

Cette étude de projet d'un bâtiment vise à mettre en application les connaissances acquises durant toute notre formation. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et recommandations.

Donc ; Pour le calcul des éléments constituant notre ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL 91 modifié 99, RPA 99 version 2003 et DTR ...) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier).

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I) Présentation et caractéristiques de l'ouvrage :**I-1) Présentation de l'ouvrage :**

Le projet que nous allons étudier est un bâtiment à usage d'habitation et commercial, composée d'un rez-de-chaussée plus 05 étages (R+5) et charpente, comportant des portiques et voiles. Ce projet implanté à TIZI-OUZOU dans la commune de TIZI-RACHED, qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

I-2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**➤ Les dimensions en plan et en élévation :**

-Hauteur totale :..... 24.12m.

- RDC :

-Longueur :..... 18.65m.

-Largeur :..... 14.05m.

-Hauteur :..... 4.5m.

- Etage1 :

-Longueur :..... 18.65m.

-Largeur :..... 15.28m.

-Hauteur :..... 3.06m.

- Etage 2 et 3 :

-Longueur :..... 18.60m.

-Largeur :..... 15.28m.

-Hauteur :..... 3.06m.

- Etage 4 :

-Longueur : 18.60m.

-Largeur : 5.38m.

-Hauteur : 3.06m.

- Etage 5 :

-Longueur : 18.55m.

-Largeur : 15.38m.

-Hauteur : 3.06m.

➤ **Données du site :**

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).
- Le site est considéré meuble (S3) d'après le rapport final de l'étude du sol.
- La contrainte admissible du sol $\sigma = 2.5\text{bars}$ (rapport final d'étude de sol).

➤ **Règlement en vigueur :**

Les règlements et normes utilisées sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (B.A.E.L 91/version 99).
- Le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003).
- Document technique réglementaire (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation).
- Conception en béton armé (CBA).

I-3) Elément constitutifs de la structure :**a) Ossature :**

Notre structure est à ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales et éventuellement les charges horizontales.
- Voiles en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituent un système de contreventement rigide, et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme, vent, ...) et des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation...).

b) Plancher :

Les planchers sont des aires planes, limitant les étages et supportant les revêtements charges et surcharges. Ils assurent principalement 2 fonctions :

- Fonction de résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigide dans le plan horizontal supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et surcharges.
- Fonction d'isolation : les plancher isolent acoustiquement et thermiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous utiliserons que le plancher à corps creux :

➤ Les planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou « entrevous » qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armée ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée ou « hourdis » coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

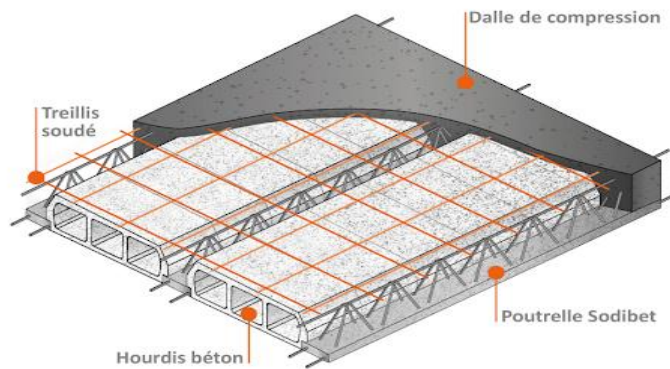


Figure I-1) : Plancher en corps creux.

Mais il y a aussi des planchers en dalle pleine qu'on a pas utilisé :

➤ **Plancher en dalle pleine :**

C'est une plaque en béton armée qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

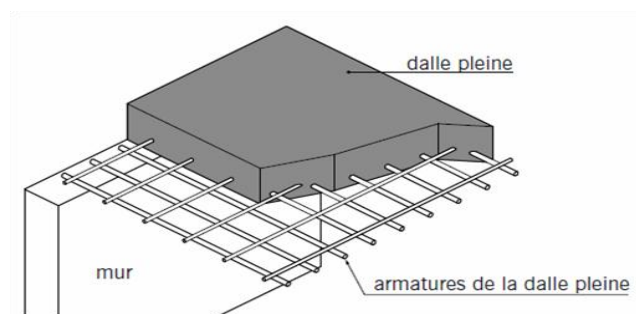


Figure I-2) : Plancher en dalle pleine.

c) Les escaliers :

C'est un élément qui permet l'accès d'un niveau à un autre, ils sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

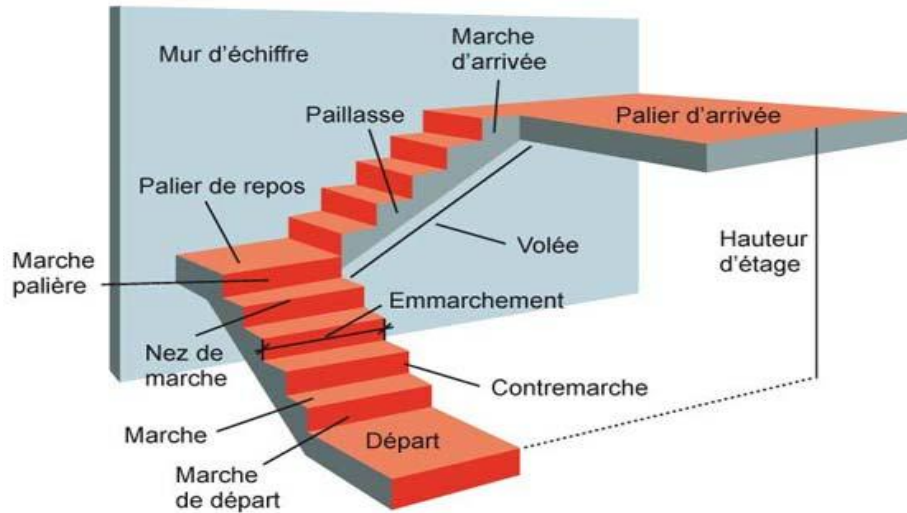


Figure I-3) : Principaux termes relatifs à un escalier.

d) Balcons :

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

e) Maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- les murs extérieurs : sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (10cm) séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloison en brique creuse de (10cm) d'épaisseur.

f) Revêtement :

- ✓ Enduit de plâtre pour les plafonds.
- ✓ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- ✓ Revêtement à carrelage pour les planchers.

g) Toiture :

La toiture désigne la partie qui recouvre la charpente d'un toit, elle lui apporte des propriétés d'étanchéité et de résistance, favorise l'écoulement des eaux de pluie et y ajoute parfois un côté esthétique.

h) Fondation :

Les fondations sont les éléments situés à la base de la structure. Ces principaux rôles sont :

- Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts au sol (la décente des forces).
- Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.
- Etre un organe de liaison entre la structure et le terrain.

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

I-4) principes de justifications : (ArtA1.2BAEL91/modifié99) :

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

Les états limites sont classés suivant le B.A.E.L en deux catégories :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorée et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R.P.A 99 version 2003.

On doit par ailleurs vérifier que L'E.L.U n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles. C'est-à-dire :

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton.
- Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes.

Au-delà du quels ne sont plus satisfaits les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux de structure jouent un rôle très important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'une étude bien précise et bien définie car les matériaux intervenant dans les projets ont des caractéristiques très différentes.

➤ **Le béton :**

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie (sable, graviers), le dosage en ciment, la quantité de l'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**.

a) Résistance Caractéristique du béton :

➤ **Résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est déterminée après plusieurs essais d'écrasement par compression axiale d'un cylindre droit de 16cm x 32cm.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance f_{cj} obtenu au jour considéré.

L'article **(A.2.1,11 du BAEL 91 [14])** stipule que :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa.}$$

Dans nos calculs on considère : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

➤ **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction du béton à « j » jours, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa. (Art2.1,12/BAEL 91)}$$

Dans notre cas :

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

b) Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale à la déformation engendrée. On distingue deux sortes de modules de déformation :

➤ **Module de déformation longitudinale :**

• **Le module instantané E_{ij} :**

D'après l'article **(A.2.1,21 du BAEL 91 [14])**, lorsque la durée d'application des contraintes est inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égal à :

$$E_{IJ} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}]$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{IJ} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

- **Le module différé E_{vj} :**

D'après l'article **(A.2.1,22 du BAEL 91 [14])**, lorsque les contraintes appliquées sont de longue durée, le module de déformation longitudinale différée du béton (E_{vj}) est égal à :

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow E_{vJ} = 10818,865 \text{ MPA}$$

➤ **Module de déformation transversal : (Art A.2.1,3 / BAEL 91)**

Le module de déformation transversale est donné par :

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

ϑ : Coefficient de poisson.

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

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale dont les valeurs sont données par **(Art A.2.1,3/BAEL 91)** :

$\vartheta = 0$ pour des sollicitations à l'ELU.

$\vartheta = 0,2$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

c) contrainte du béton en compression :

➤ **Contrainte limite (ELU) :**

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{pour situation courante.} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{pour situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

θ : coefficient de durée d'application des actions considérées :

$\theta = 1$; si la durée d'application est $> 24\text{h}$.

$\theta = 0,9$; si la durée d'application est entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$; si la durée d'application est $< 1\text{h}$.

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

➤ **Contrainte de service (ELS) :**

L'état limite de service est le seuil au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (ouverture des fissures, flèches ou déformations excessives, fatigue des matériaux). L'article **(A.4.5,2 du BAEL 91 [14])** stipule que la contrainte de compression du béton (σ_{bc}) est limitée à $0,6 f_{cj}$.

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$

➤ **Aciers :**

L'acier est un alliage de fer et de carbone (en faible pourcentage), il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton seul. Les aciers sont distingués par leurs nuances et leurs états de surface. En général, trois types sont utilisées :

- Les ronds lisses (RL).
- les aciers à haute adhérences (HA).
- les treillis soudé (TS).

Dans notre cas, les types d'aciers utilisés sont les suivants :

Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité $f_e=400\text{MPa}$.

Treillis soudé TS520 ($\phi < 6 \text{ mm}$), dont la limite d'élasticité $f_e= 520 \text{ MPa}$.

a) Module d'élasticité longitudinal :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier, il est donné par l'article (**Art A.2.2,1 du BAEL 91**) comme suit :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

b) Contrainte limite de l'acier :

➤ **Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite ultime de déformation est donnée par l'article (**A.4.3,2 du BAEL 91 [14]**)

Comme suit :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_{st} : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ en situation courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

Les résultats de σ_{st} pour les aciers utilisés dans notre cas sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Nuances / situations	Courantes ($\gamma_s = 1,15$)	Accidentelles ($\gamma_s = 1,00$)
Fe = 400 MPa	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
Fe = 520 MPa	$\sigma_{st} = 452,17 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 520 \text{ MPa}$

Tableau I-1) : contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s .

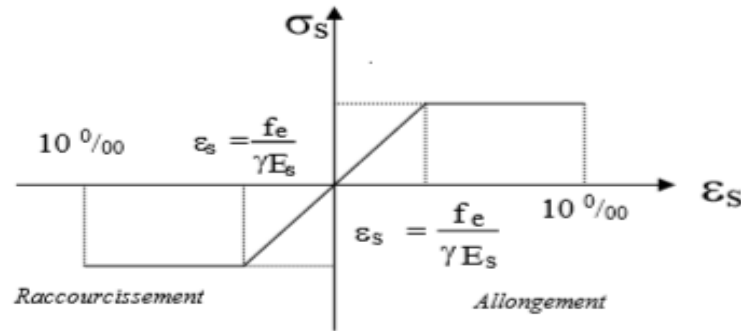


Figure I-4) : diagramme contrainte - déformation.

➤ **Contrainte limite de service :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (Risque de corrosion des armatures) et ce, en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles du BAEL 91 révisées 99, on distingue trois cas de fissuration :

1. Fissuration peu nuisible :

Cas d'élément non exposés aux intempéries et aux milieux agressifs dans ce cas aucune vérification n'est nécessaire (**Article A.4.5,32 du BAEL 91 [14]**).

2. Fissuration préjudiciable :

Les éléments sont exposés aux intempéries (**A.4.5,33/BAEL 91**), dans ce cas, la contrainte doit se limitée comme suit :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{f_{tj}} \right\}$$

Avec :

$$\eta \text{ coefficient de sécurité : } \begin{cases} \eta = 1 & \rightarrow \text{pour les ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 & \rightarrow \text{pour les hautes adhérences.} \end{cases}$$

3. Fissuration très préjudiciable :

Les éléments sont exposés aux milieux agressifs (**A.4.5,34/BAEL 91**), dans notre cas, la contrainte doit se limiter comme suit :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{f_{tj}} \right\}$$

c) Protection des armatures :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette dernière dépend des conditions d'exposition de l'ouvrage. Le BAEL préconise les valeurs suivantes (**Art A.7.1/BAEL 91**) :

$C \geq 5$ cm : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives (industries chimiques).

$C \geq 3$ cm : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

$C \geq 1$ cm : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre $C = 2,5$ cm.

Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre $C = 2$ cm.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II) Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de cette structure : poteaux, poutres et voiles, passe impérativement par un pré-dimensionnement il se fait selon les règles parasismiques Algérienne (**RPA99 /2003**) et les normes techniques, c'est-à-dire les conditions de résistances et de flèche. Dans ce présent chapitre on pré dimensionne les différents éléments tel que les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.1) Pré-dimensionnement des éléments :

II-1-1) Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents étages d'un bâtiment leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, assurant aussi une fonction d'isolation acoustique et thermique entre étages.

Il est constitué d'un corps creux (l'hourdi) et une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \dots\dots\dots (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91 modifié 99}).$$

Avec :

L : porté libre maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

Remarque :

On va prendre en premier temps la section minimale des poteaux exigés par le RPA en zone

IIa (25*25) cm²

Dans notre cas nous avons :

$$L = L_{\max} - b_{\min}(\text{poteau})$$

$$L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{375}{22,5} = 16,6 \text{ cm.}$$

On prend: h_t = 20cm.

On adopte un plancher de type (16+4), composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.

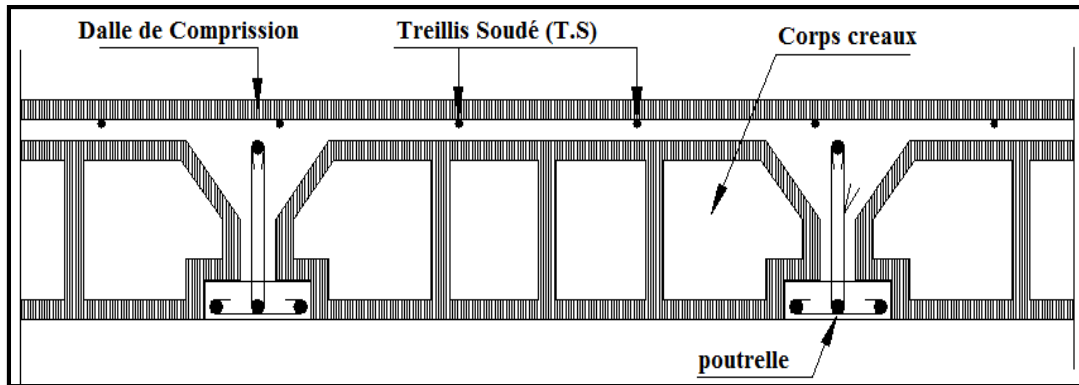


Figure II.1 : Schémas d'un plancher au corps creux.

II-1-2) Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé qui assurent la transmission des charges et des surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Leurs dimensions sont données par référence au **BAEL 91**

- Hauteur de la poutre :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

- Largeur de la poutre :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

Tout en respectant les conditions de l'article 7.5.1 / RPA 99 version 2003.

1. Largeur: $b \geq 20\text{cm}$. 2. Hauteur: $h \geq 30\text{cm}$. 3. le rapport: $\frac{h}{b} \leq 4$. 4. $b_{\max} \leq 1.5 + b_1$.	}	(RPA99. Art 7.5.1).

Dans la construction, on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales(PP) : sont perpendiculaires aux poutrelles.
- Poutres secondaires(PS) : sont parallèles aux poutrelles.

➤ **Les Poutres principales :**

• **Hauteur h :**

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

Avec :

L_{max} : portée entre nus d'appuis

$$L_{max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$$

Donc :

$$(455/15) \leq h \leq (455/10) \quad \longrightarrow \quad 30.3 \text{ cm} \leq h \leq 45.5 \text{ cm}.$$

On opte pour : **h = 40 cm.**

• **Largeur b :**

La largeur des poutres est déterminée par $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$

On prend : **b=30cm**

D'où la section des poutres principales est : **(30 × 40) cm².**

▪ **Vérification des conditions du RPA :**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Les Poutres secondaires :**• **Hauteur h :**

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

Avec :

L_{max} : portée entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm.}$$

Donc :

$$(375/15) \leq h \leq (375/10) \longrightarrow 25 \text{ cm} \leq h \leq 37.5 \text{ cm.}$$

On opte pour : **h = 35 cm.**

• **Largeur b :**

La largeur des poutres est déterminée par $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$

On prend : **b=30cm**

D'où la section des poutres principales est : **(30×35) cm².**

▪ **Vérification des conditions du RPA :**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4$ Condition vérifiée.

➤ **Poutres incliné de la charpente :**

• **Hauteur h :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Avec :} \quad L_{max} = 5.26\text{m.}$$

$$(526/15) \leq h \leq (526/10) \quad \longrightarrow \quad 35,07 \text{ cm} \leq h \leq 52,6\text{cm.}$$

On opte pour : **h = 35 cm.**

• **Largeur b :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \Rightarrow \quad 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

On prend : **b=30cm**

D'où la section de la poutre est : **(30×35) cm².**

Après les vérifications des exigences du RPA, nous adopterons les dimensions suivantes :

. **Poutre principales 30x40 cm².**

. **Poutre secondaires 30x35 cm².**

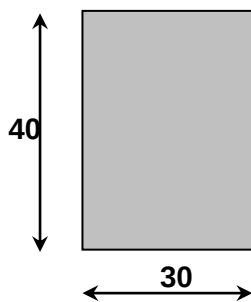


Figure II.2 : Dimensions de la poutre principale.

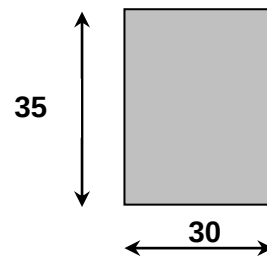


Figure II.3 : Dimensions de la poutre secondaire.

II-1-3) Les voiles :

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

Le pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :

Avec :

h_e : hauteur libre du plancher.

h : hauteur d'étage.

e_p : épaisseur du plancher.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

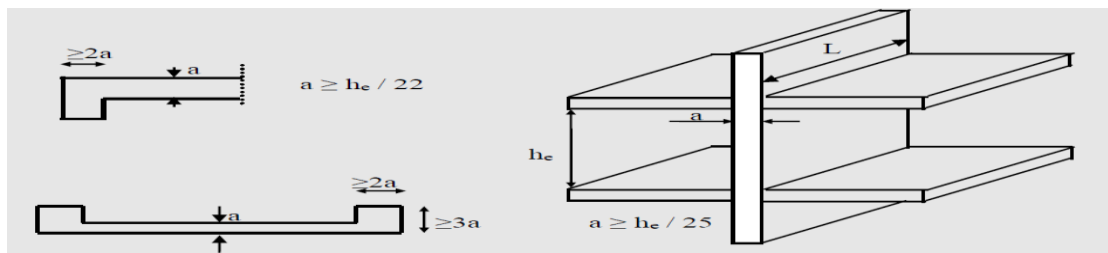


Figure II.4: Coupe du voile.

- **Détermination de l'épaisseur des voiles(e):**

On a: $e_p \geq \frac{h_p}{20}$

Avec: $h_e = h - e_p$

- **Pour le RDC:**

$$h_e = h - e_p$$

$$h_e = 450 - 20 = 430 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{430}{20} = 21,5 \text{ cm}$$

D'où: $e = 22 \text{ cm}$.

- **Pour l'étage courant:**

$$\left. \begin{aligned} h_e &= h - e_p \\ h_e &= 306 - 20 = 288 \text{ cm} \\ e &\geq \frac{288}{20} = 14,4 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \quad \text{D'où: } e = 20 \text{ cm.}$$

- **Vérification des conditions de RPA (Art 7-7-1/RPA99/2003 :**

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

$$L_{\min} \geq 4e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$$L_{\min} \geq 4e = 4 \times 22 = 88 \text{ cm}$$

II-1-4) Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera en utilisant la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, en tenant compte des limites imposées par le (RPA99-V2003).

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que le béton sera le seul à reprendre l'effort normal N_s , tel que :

$$N_s = G + Q$$

Avec : G : les charges permanentes.

Q : les surcharges d'exploitations.

La section transversale du poteau est donnée par la formule suivant :

$$A_p \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec : N_s : effort de compression repris par les poteaux.

A_p : section transversale du poteau.

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation.

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible de service du béton à la compression simple .

$\bar{\sigma}_{bc}$: $0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$.

Selon le **(RPA 99(version 2003), A 7.4.1)**, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ En zone I et II_a
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ En zone III et II_b
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$.

Remarque :

- Dans un premier temps, on prend la section minimale exigée par les règles RPA99 pour un poteau en zone II_a : (25x25) cm.
- L'effort normal N_s étant déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II-2) Détermination des charges et surcharges :**II-2-1) charges permanentes :**

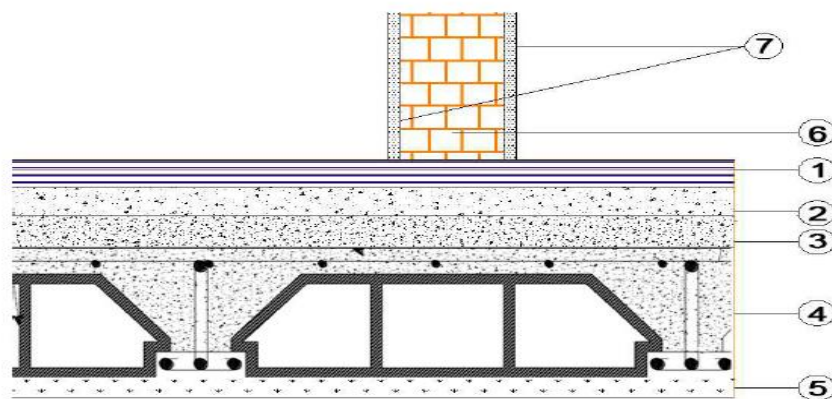
Les poids volumiques des éléments constituant les planchers ainsi que les surcharges d'exploitations sont donnés par le **DTR B.C.2.2.**

➤ Toiture :

Eléments constituant la toiture	Poids surfacique
Tuiles mécaniques à emboîtement	0.4
Chevrans et pannes	0.1
Murs pignons (cloisons)	0.9
$G_t = 1.4 \text{ kN/m}^2$	

Tableau II-1 : Charge permanente de la toiture.**➤ Plancher sous toiture (faux plafond) :**

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids surfacique {kN/m ² }
Plaque de plâtre	2	0,18

Tableau II-2 : Charge permanente de plancher sous toiture.**➤ Plancher étage courant et RDC :****Figure II.5:** Coupe verticale du plancher de l'étage courant et RDC.

Matériaux	Epaisseur(m)	(kN/m ³)	G (kN/m ²)
1/Revêtement en carrelage.	0.02	20	0.40
2/Mortier de pose.	0.02	20	0.40
3/couche de sable.	0.03	18	0.54
4/Plancher en corps creux.	0.20	14	2.80
5/Enduit de plâtre.	0.02	10	0.20
6/ Briques creuses.	0.10	9	0.9
7/Enduit de plâtre.	0.02	10	2 x 0.20
La charge permanente G(kN/m ²)			5.64

Tableau II-3 : Charge permanente du plancher d'étage courant et RDC.

➤ Murs extérieurs :

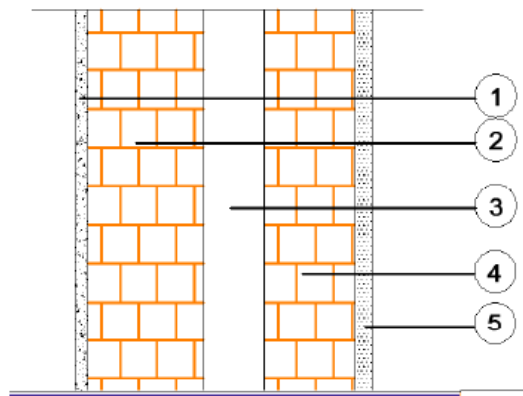
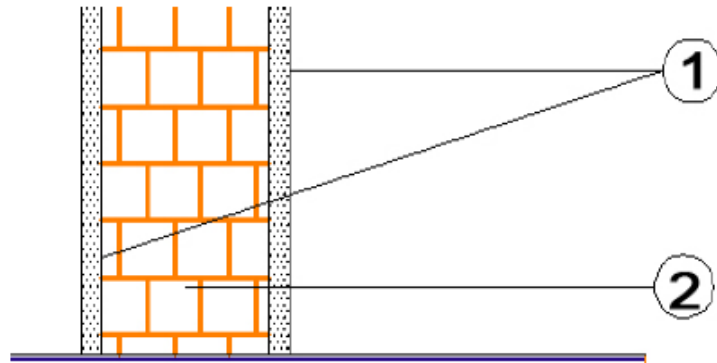


Figure II.6: Coupe verticale du mur extérieur.

Eléments	Epaisseur(m)	(kN/m ³)	G(KN/m ³)
1) Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2) Briques creuses	0.10	9	0.9
3) lame d'air	0.05	/	00
4) Briques creuses	0.10	9	0.9
5) Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G(kN/m ³)			2.36

Tableau II-4 : Charge permanente du mur extérieur

➤ **Mur intérieur :****Figure II.7:** Coupe verticale du mur intérieur.

Eléments	Epaisseur(m)	(kN/m ³)	G(KN/m ³)
1) Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2) Briques creuses	0.10	9	0.9
3) Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G(kN/m ³)			1.30

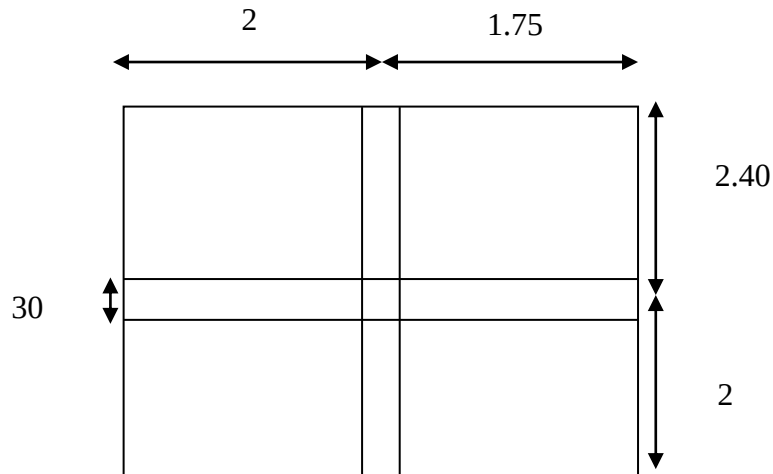
Tableau II-5 : Charge permanente du mur intérieur.**II-2-2) Surcharge d'exploitation :**

Eléments	Surcharges Q (kN/m ²)
Toiture	1.0
Plancher d'étage courant	1.5
Balcon	3.5
Escaliers	2.5
Plancher RDC	5

Tableau II-6 : Surcharges d'exploitations.

II-3) Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus solliciter :**a) La surface d'influence :**

➤ Les plancher courant :

**Figure II-8 :** Schéma de la surface du panneau revenant au poteau.• **Surface brute :**

$$S_{\text{brute}} = (2 + 2,40 + 0,30) \times (1,75 + 2 + 0,30) = 19,03 \text{ m}^2.$$

• **Surface nette :**

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

Tel que:

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4$$

$$S_1 = 2,40 \times 2 = 4,80 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 2,40 \times 1,75 = 4,2 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 2 \times 2 = 4 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 1,75 \times 2 = 3,5 \text{ m}^2.$$

Donc : $S' = 16,5 \text{ m}^2$

- **Toiture:**

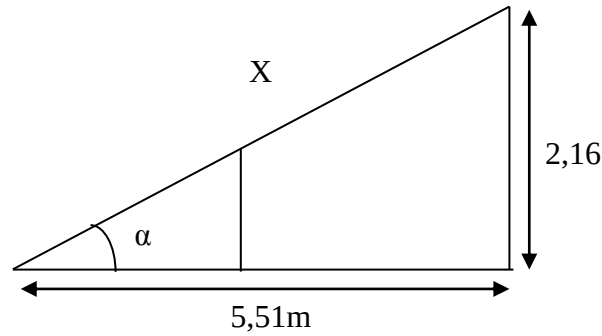


Figure II-9 : Schéma de calcul d'un versant de la toiture.

- **Calcul de α :**

$$\operatorname{tg} \alpha = 2,16/5,51 = 0,392 \approx 22^\circ$$

- **Calcul de la surface de la toiture inclinée :**

$$X_1 = 0,67/\cos 22^\circ = 0,72\text{m}.$$

$$X_2 = X - X_1 = (5,51/\cos 22^\circ) - 0,72 = 5,22\text{m}.$$

$$S_t = \left(\frac{0,72}{2} + \frac{5,22}{2} \right) \times (1,75 \times 2 + 0,3) = 11,28\text{m}^2.$$

b) Calcul des poids propres des éléments :

❖ **Les poteaux :** $P_{\text{pot}} = S \times \rho \times h_e$.

S : section des poteaux en zone IIa $\geq 25\text{cm}$ (RPA 99/version 2003).

ρ : poids volumique du béton $25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$.

h_e : hauteur d'étage.

➤ **Le comble** $= 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4 = 6,25\text{KN}$

➤ **Etage courant :** $P_{\text{étage}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = 4,781\text{KN}$

➤ **RDC :** $P_{\text{RDC}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,50 = 7,031\text{KN}.$

❖ **Les poutres :** $P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L.$

Avec :

ρ : poids volumique du béton $25 \frac{KN}{m^3}$.

L : longueur de la poutre.

➤ **Les poutres principales (30×40).**

$$P_{pp} = [0,3 \times 0,4 \times (2 + 2,40)] \times 25 = 13,2 \text{ KN.}$$

➤ **Les poutres secondaires (30×35).**

$$P_{ps} = [0,3 \times 0,35 \times (2 + 1,75)] \times 25 = 9,84 \text{ KN.}$$

➤ **Les poutres de la toiture (35×30).**

$$P_{pt} = [(2 + 1,75) \times 0,3 \times 0,35 \times 25] \times \cos 22 = 9,12 \text{ KN.}$$

❖ **Les planchers : $P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$.**

➤ **Etage courant : $P_{EC} = 5,64 \times 16,5 = 93,06 \text{ KN.}$**

➤ **La toiture : $P_t = 16,5 \times 1,4 \times \cos 22 = 21,41 \text{ KN.}$**

➤ **Plancher sous toiture : $P_{pst} = 0,18 \times 16,5 = 2,97 \text{ KN.}$**

c) La dégression des charges :

Les règles de BAEL 91 ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers : (DTR BC 2-2/6-1) Soit :

Q_0 : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment. $Q_1, Q_2, Q_3, \dots$, Q_n : Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment : Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivantes :

Q ₁	Q ₀
Q ₂	Q ₀ +Q ₁
Q ₃	Q ₀ +0.95 (Q ₁ +Q ₂).
Q ₄	Q ₀ +0.90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃).
Q ₅	Q ₀ +0.85 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄). Q ₀ +0.80 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅).
Q ₆	
Q ₇	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$ pour n ≥ 5.
Q ₈	
Q ₉	Loi de dégression des surcharges.

❖ Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	Toiture	PST	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,75

❖ Les surcharges d'exploitations :

- Toiture : Q₀ = 11,28×1 = **11,28KN**.
- Plancher sous toiture : Q₁ = 16,5×1 = **16,5KN**.
- Plancher d'étage courant: Q₅ = 16,5×1,5 = **24,75KN**.
- RDC : Q₆ = 16,5×5 = **82,5 KN**.

❖ Surcharges cumulées :

$$Q_0 = 11,28 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 11,28 + 16,5 = 27,78 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 11,28 + 0,95(16,5 + 24,75) = 50,467 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11,28 + 0,90(16,5 + 2 \times 24,75) = 70,68 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11,28 + 0,85(16,5 + 3 \times 24,75) = 88,417 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11,28 + 0,80(16,5 + 4 \times 24,75) = 103,68 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11,28 + 0,75(16,5 + 5 \times 24,75 + 82,5) = 178,34 \text{ KN}$$

Niveau	Charge permanentes en (KN)					Surcharge d'exploitation en (KN)			Cm ²	
	G Plancher	G Poteau	G Poutre	G Total	G Cumule	Q Plancher	Q Cumule	N=Sc+Gc	$S \geq N_s / \sigma_{bc}$	Section adoptée du poteau
toiture	21,41	6,25	18,96	46,62	46,62	11,28	11,28	57,9	38,6	30*30
PST	2,97	4,781	23,04	30,79	77,41	24,75	27,78	105,19	70,12	35*35
4	93,06	4,781	23,04	120,88	198,29	24,75	50,467	248,75	165,83	35*35
3	93,06	4,781	23,04	120,88	319,17	24,75	70,68	389,85	259,9	40*40
2	93,06	4,781	23,04	120,88	440,05	24,75	88,417	528,46	352,30	40*40
1	93,06	4,781	23,04	120,88	560,93	24,75	103,68	664,61	443,07	40*40
RDC	93,06	7,031	23,04	123,13	684,06	82.5	178.34	862.4	574,93	40*40

Tableau II-7) : Récapitulatif des calculs de la descente de charges.

II-4) Vérification des poteaux selon RPA99 vs2003 (Art 7.4.1) :

Selon **Art 7.4.1** du **R.P.A** /Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en **zone IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

$$\triangleright \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

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

- **Poteaux RDC:**

a) $\min(40,40) \geq 25\text{cm}$ vérifiée

b) $\min(40,40) \geq \frac{450}{20} = 22,5 \text{ cm}$ vérifiée

c) $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$ vérifiée

- **Poteaux 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} :**

a) $\min(40,40) \geq 25\text{cm}$ vérifiée

b) $\min(40,40) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ vérifiée

c) $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$ vérifiée

- **Poteaux 4^{ème} et ST:**

a) $\min(35,35) \geq 25\text{cm}$ vérifiée

b) $\min(35,35) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ vérifiée

c) $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$ vérifiée

- **Poteaux de la toiture :**

a) $\min(30,30) \geq 25\text{cm}$ vérifiée

b) $\min(30,30) \geq \frac{400}{20} = 20\text{ cm}$ vérifiée

c) $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$ vérifiée

II-5) Vérification des poteaux au flambement :

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement.

Afin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élancement λ des poteaux selon la formule suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad (\text{BAEL91 modifier 99 B8.4.1})$$

Avec :

L_f : longueur de flambement, qui égale à $L_f = 0,7 L_0$

L_0 : portée réelle du poteau (Hauteur libre).

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

I : moment d'inertie du poteau, $I = \frac{bh^3}{12}$ (section rectangulaire)

S : section transversale du poteau (b x h)

	Caractéristique Géométrique		Longueur de flambement	Moment d'inertie (cm ⁴)	Rayon de giration (cm)	L'élancement de poteau
Poteaux	L ₀ (cm)	S (cm ²)	L _f = 0.7 L ₀	I _{min} = h.b ³ /12	$i = \sqrt{I}/S$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
40x40	450	1600	315	213333.33	11,547	27,279
40x40	306	1600	214,2	213333.33	11,547	18,55
35x35	306	1225	214,2	125052.08	10,103	21,20
30x30	400	900	280	67500	8,660	32,33

Tableau II-8) : Vérifications des poteaux au flambement.

➤ La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

Conclusion : A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, mais pas définitivement, puisqu'ils peuvent changés après l'étude dynamique de la structure.

Chapitre III

Calcul des éléments

III-1) Calcul des plancher :

III-1-1) Introduction :

Les planchers de (16+4) sont constitués :

- Corps creux utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de 4 cm.
- Des poutrelles préfabriquées de section en T, qui sont disposées dans le sens de la petite portée sauf les balcons pour réduire la flèche espacée de 65 cm.

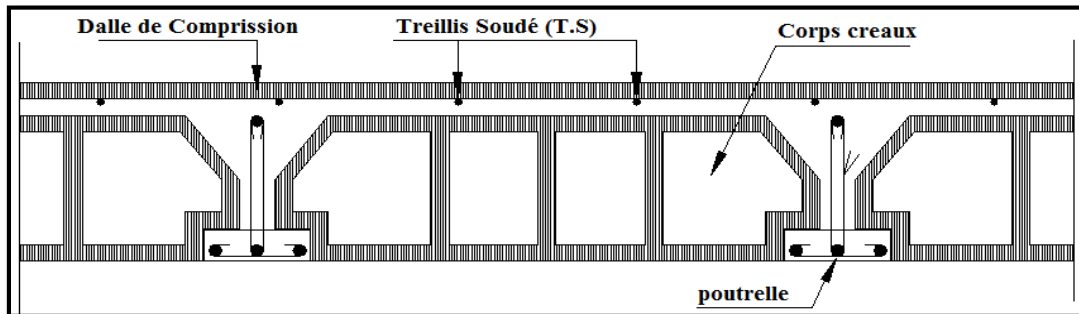


Figure III-1-1) : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

Dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Pour son ferrailage, on utilise du treillis soudé de nuance (TS520 ; $\varnothing \leq 6\text{mm}$) dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423)**.

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

III-1-2) Calcul des armatures :

a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :

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

$f_e = 520 \text{ MPa}$: limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{\perp} = 5\text{T6} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Avec un espacement de :

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}.$$

b) Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \longrightarrow A_{//} = 5T6 = 1,41\text{cm}^2.$$

Avec un espacement de :

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TL520**) de dimension (6x6x200x200).

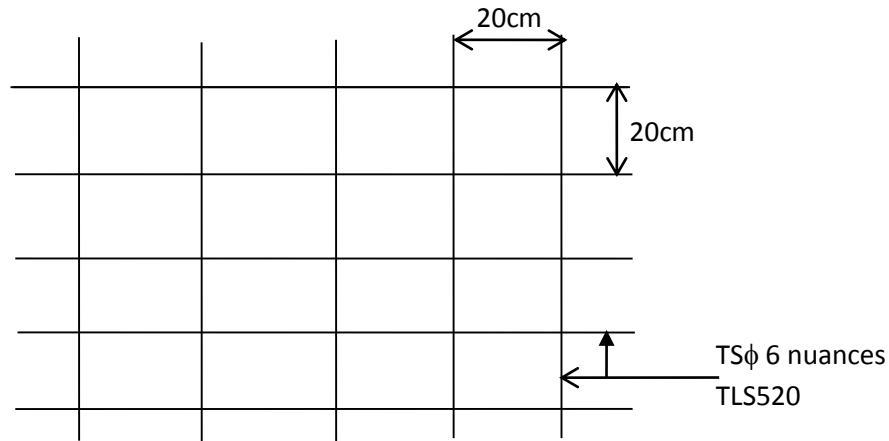


Figure III-1-2) : schéma statique du treillis soudé.

III-1-3) étude des poutrelles :**a) Dimensionnement de la poutrelle :**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité :**

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

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en **T**, les règles préconisent que la largeur **b₁** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes : (**Article A.4.1, / BAEL 91 modifiée 99**)

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \end{cases}$$

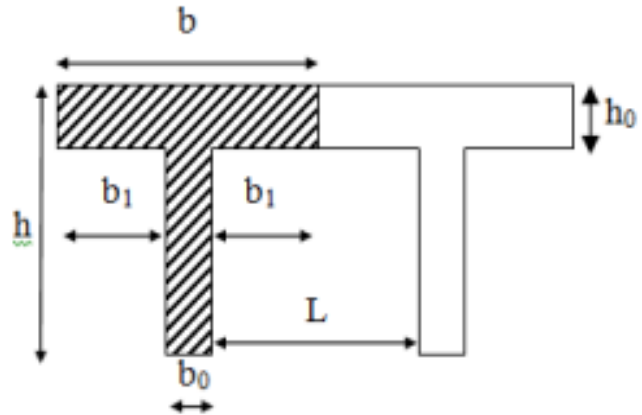


Figure III-1-3) : Coupe vertical d'une poutrelle.

Avec :

- b_0 : largeur de la nervure $b_0=12\text{cm}$.
- b : distance entre axe des poutrelles.
- L : distance entre axe des poutrelles : $L = 65 - 12 = 53\text{cm}$.
- L_1 : longueur de la plus grande travée $L_1 = 4\text{m}$.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4\text{cm}$.
- H : hauteur totale du plancher.

b) Calcul de la poutrelle :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

1^{ère} étape : avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à deux extrémités.

Elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0,95\text{KN/m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

➤ Poids propre de la poutrelle :

$$G_p = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml.}$$

➤ Poids propre du corps creux :

$$G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml.}$$

➤ Poids propre totale :

$$G = G_p + G_c = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml.}$$

➤ La surcharge de l'ouvrier :

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

➤ **Calcul à L'ELU :**• **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

• **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = \frac{2,5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN.m.}$$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN.m.}$$

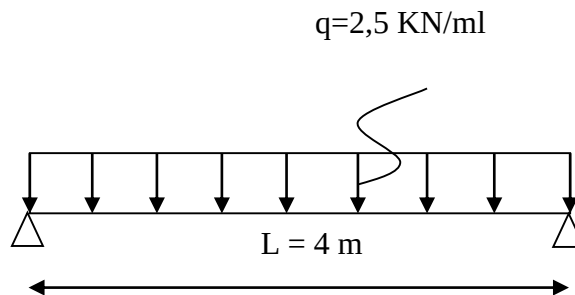


Figure III-1-4) : schéma statique d'une travée de la poutrelle.

• **Calcul de la section d'armature :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

La hauteur : $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

$b = 12 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.

$$\mu_b = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 7,33 > \mu = 0,392 \longrightarrow \text{Section doublement armée.}$$

➤ **Conclusion :**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (**12 x 4**) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (**A_{sc} = 0**) ne soient pas nécessaire (l'espacement entre étais est compris entre 80cm et 120cm).

2^{ème} étape : après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis, ceux de rive sont considérés comme des encastrement partiels et les autres comme appuis simple, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle, en plus des charges et des surcharges éventuelles revenant au plancher.

➤ **Largeur efficace de la table de compression :**

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm.} \\ \text{Min } b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{400}{2} = 133,33 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On prend :

$$b_1 = 26,5 \text{ cm.}$$

Avec :

La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$

L_1 : Longueur de la plus grande travée $L_1 = 4 \text{ m.}$

b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm.}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Poids du plancher :**

• **Plancher étage courant**

$$\text{Charge permanentes : } G = 5,64 \times 0,65 = 3,666 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Charge d'exploitations : } Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Combinaison de charges :**

• **Plancher étage courant**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,666 + 1,5 \times 0,975 = 6,411 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 3,666 + 0,975 = 4,641 \text{ KN/ml.}$$

III-1-4) choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminer, selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

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

➤ **Méthode forfaitaire :**➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode : (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifié 99).**• **Hypothèse :**

-La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

$$Q \leq 2G ; 5 \text{ KN/m}^2$$

-La fissuration est non préjudiciable.

-Toutes les travées ont un même moment d'inertie.

-Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

➤ **Vérification :**

On a :

$$Q = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

$$2G = 2 \times 5,64 = 11,28 \text{ KN/ml.}$$

Condition vérifiée.

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées → **condition vérifiée.**

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

c.à.d:

$$0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,5}{4} = 0,875$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4}{3,20} = 1,25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,20}{4} = 0,8$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4}{3,50} = 1,14$$

Condition vérifiée.

- La fissuration est considérée comme peu nuisible.

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

III-1-5) Exposé de la méthode de calcul :

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est définie comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} ; \text{ dont } \ll l \gg \text{ longueur entre nus d'appuis.}$$

- M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

b) $M_t \geq \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} M_0$ Dans une travée intermédiaire.

c) $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_0$ Dans une travée de rive.

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

0,6 M_0 : pour une poutre de 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.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis (05 travées), on aura le diagramme suivant :

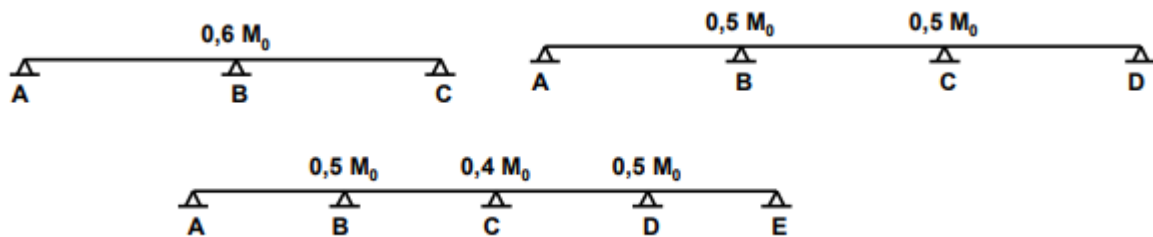


Figure III-1-5) : coefficients de correction des moments aux appuis.

III-1-6) Application de la méthode forfaitaire :

- **Calcul du rapport de charge :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

on aura : $\alpha = \frac{0,975}{3,666+0,975} = 0,210 \rightarrow 0 \leq 0,210 \leq \frac{2}{3} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

$(1 + 0,3 \alpha) = (1 + 0,3 \times 0,210) = 1,063$

- **Calcul à L'ELU :**

$q_u = 6,411 \text{ KN/ml.}$

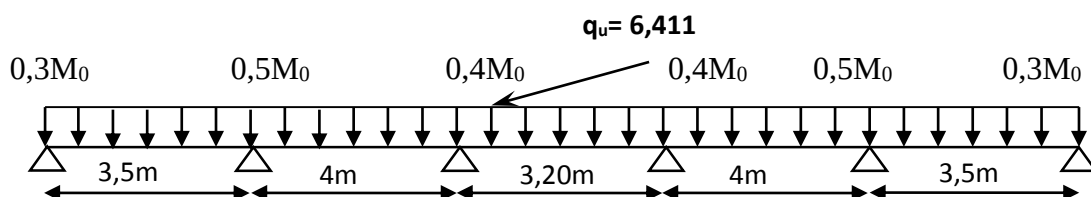


Figure III.1.6) : Schéma statique de la poutrelle.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

• **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{6,411 \times 3,50^2}{8} = 9,816 \text{ KN.m.}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{6,411 \times 4^2}{8} = 12,822 \text{ KN.m.}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l_{CD}^2}{8} = \frac{6,411 \times 3,20^2}{8} = 8,206 \text{ KN.m.}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \times l_{DE}^2}{8} = \frac{6,411 \times 4^2}{8} = 12,822 \text{ KN.m.}$$

$$M_{05} = \frac{q_u \times l_{EF}^2}{8} = \frac{6,411 \times 3,50^2}{8} = 9,816 \text{ KN.m.}$$

• **Calcul des moments aux appuis :**

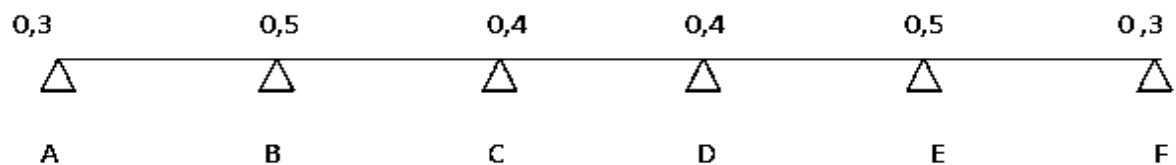


Figure III-1-7) : valeurs des moments aux appuis.

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 9,816 = 2,944 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{ Max } (M_{01}; M_{02}) = 0,5 (9,816; 12,822) = 0,5 \times 12,822 = 6,411 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{ Max } (M_{02}; M_{03}) = 0,4 (12,822; 8,206) = 0,4 \times 12,822 = 5,128 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{ Max } (M_{03}; M_{04}) = 0,4 (8,206; 12,822) = 0,4 \times 12,822 = 5,128 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{ Max } (M_{04}; M_{05}) = 0,5 (12,822; 9,816) = 0,5 \times 12,822 = 6,411 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 M_{05} = 0,3 \times 9,816 = 2,944 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

• **Etude de la travée AB :** (travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max [10,306; 10,434] - \frac{(2,944+6,411)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 10,434 - 4,677 = 5,757 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2 + (0,3 \times 0,210)}{2} \times 9,816 = 6,198 \text{ KN.m.}$$

On prend : $M_t^{AB} = 6,198 \text{ KN.m.}$

- **Etude de la travée BC :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \max [1,05 M_{02} ; (1+0,3\alpha) M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max [13,463 ; 13,629] - \frac{(6,411+5,128)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 13,629 - 5,769 = 7,860 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,210)}{2} \times 12,822 = 6,814 \text{ KN.m.}$$

On prend : $M_t^{BC} = 7,860 \text{ KN.m.}$

- **Etude de la travée CD :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max [1,05 M_{03} ; (1+0,3\alpha) M_{03}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max [8,616 ; 8,722] - \frac{(5,128+5,128)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 8,722 - 5,128 = 3,594 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,210)}{2} \times 8,206 = 4,361 \text{ KN.m.}$$

On prend : $M_t^{CD} = 4,361 \text{ KN.m.}$

- **Etude de la travée DE :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{DE} \geq \max [1,05 M_{04} ; (1+0,3\alpha) M_{04}] - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \max [13,463 ; 13,629] - \frac{(5,128+6,411)}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq 13,629 - 5,769 = 7,860 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3 \times 0,210)}{2} \times 12,822 = 6,814 \text{ KN.m.}$$

On prend : $M_t^{DE} = 7,860 \text{ KN.m.}$

- **Etude de la travée EF :** (travée de rive)

$$M_t^{EF} \geq \max [1,05 M_{05} ; (1+0,3\alpha) M_{05}] - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \max [10,306 ; 10,434] - \frac{(6,411+2,944)}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq 10,434 - 4,677 = 5,757 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,210)}{2} \times 9,816 = 6,198 \text{ KN.m.}$$

On prend : $M_t^{EF} = 6,198 \text{ KN.m.}$

• **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = \frac{6,411 \times 3,5}{2} + \frac{[(-6,411)-(-2,944)]}{3,5} = 10,228 \text{ KN .}$$

$$T_B = \frac{-q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = \frac{(-6,411 \times 3,5)}{2} + \frac{[(-6,411)-(-2,944)]}{3,5} = -12,209 \text{ KN .}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = \frac{6,411 \times 4}{2} + \frac{[(-5,128)-(-6,411)]}{4} = 13,142 \text{ KN .}$$

$$T_C = \frac{-q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = \frac{(-6,411 \times 4)}{2} + \frac{[(-5,128)-(-6,411)]}{4} = -12,501 \text{ KN .}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = \frac{6,411 \times 3,20}{2} + \frac{[(-5,128)-(-5,128)]}{3,20} = 10,257 \text{ KN .}$$

$$T_D = \frac{-q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_D = \frac{(-6,411 \times 3,20)}{2} + \frac{[(-5,128)-(-5,128)]}{3,20} = -10,257 \text{ KN .}$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_D = \frac{6,411 \times 4}{2} + \frac{[(-6,411)-(-5,128)]}{4} = 12,501 \text{ KN .}$$

$$T_E = \frac{-q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_E = \frac{(-6,411 \times 4)}{2} + \frac{[(-6,411)-(-5,128)]}{4} = -13,142 \text{ KN .}$$

Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_E = \frac{6,411 \times 3,5}{2} + \frac{[(-2,944) - (-6,411)]}{3,5} = 12,209 \text{ KN}.$$

$$T_F = \frac{-q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_F = \frac{(-6,411 \times 3,5)}{2} + \frac{[(-2,944) - (-6,411)]}{3,5} = -10,228 \text{ KN}.$$

Les moments trouvés aux appuis et on travée sont résumés dans le tableau suivant

Moments aux appuis (KN.m)					
M_A	M_B	M_C	M_D	M_E	M_F
2,944	6,411	5,128	5,128	6,411	2,944
Moments en travées (KN.m)					
M_t^{AB}	M_t^{BC}	M_t^{CD}	M_t^{DE}	M_t^{EF}	
6,198	7,860	4,361	7,860	6,198	

Tableau III-1-1) : tableau récapitulatif des moments aux appuis et en travées.

- Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU) :**

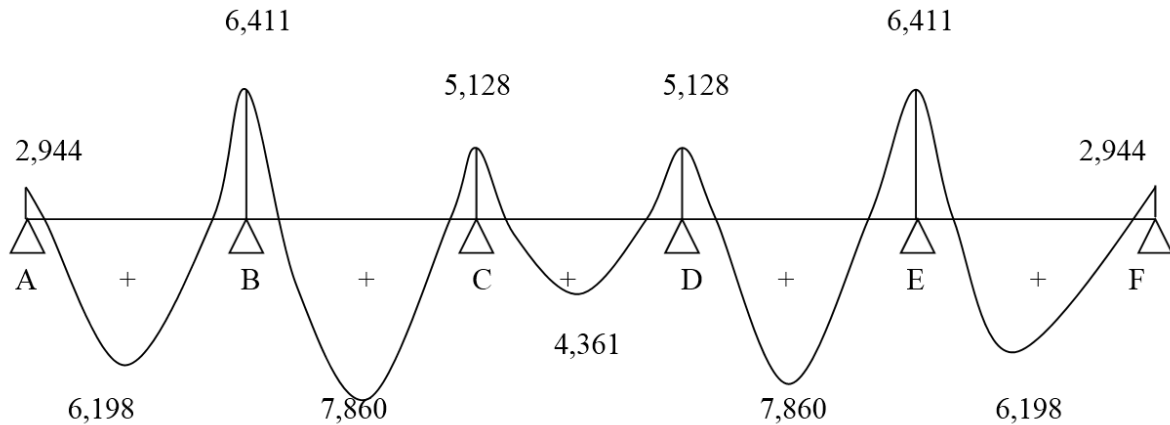


Figure III-1-8) : diagramme des moments fléchissant.

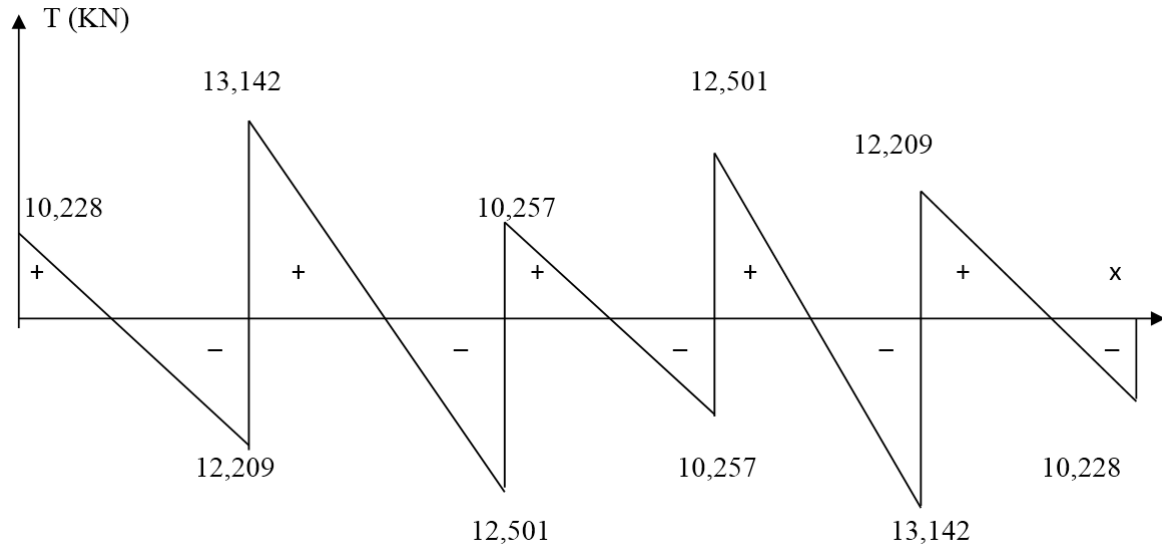


Figure III-1-9) : diagramme des efforts tranchants.

III-1-7) Ferrailage à L'ELU :

a) Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 7,860 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 6,411 \text{ KN.m.}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **T**è 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 :

$$M_t^{\max} = 7,860 \text{ KN.m.}$$

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

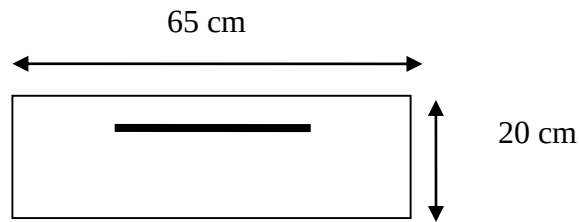
$$M_t = b \times h_0 \times \left[d - \frac{h_0}{2} \right] \times f_{bu} \quad \text{avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times \left[0,18 - \frac{0,04}{2} \right] \times 14,2 \times 10^3$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{\max} = 7,860 \text{ KN.m} < M_t \implies \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.



$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,860 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987.$$

$$A = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7,860 \times 10^5}{0,987 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,27 \text{ cm}^2.$$

Soit : **3HA10 = 2,35 cm².**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^{max} = 6,411 \text{ KN.m.}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,411}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,116$$

$$\mu = 0,116 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,116 \rightarrow \beta = 0,938.$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,411 \times 10^3}{0,938 \times 18 \times 348} = 1,091 \text{ cm}^2.$$

Soit : **A_a = 2HA10 = 1,57 cm².**

b) Armatures transversales : [Art A.7.2,2/ BAEL 91 modifie 99]

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset_l$: Diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35} ; 10 ; \frac{12}{10} \right\}$$

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ 0,571 ; 1,0 ; 1,2 \right\}$$

$$\emptyset_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On prend: A_t = 2HA8 = 1 cm².

c) Espacement des armatures transversales :

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

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

On prend $S_t = 15\text{cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/ BAEI 91 modifie 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \implies \frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2,222 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-1-8) Vérification à l'ELU :**➤ Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL99)**

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

En travée : $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

Aux appuis : $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

➤ Vérification de la tangentielle : (Art. A.5.1.211/BAEL91)

$$T_u^{\max} = V_u^{\max} = 13,142 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13,142 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,608 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,608 \text{ MPa.}$$

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\overline{\tau_u} = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = 3,33\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0,608 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

(Art. A.6.1.3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

Avec :

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barres.

Ψ : coefficient de scellement. $\Psi = 1,5$ pour HA

En travée :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,20 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,142 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,20} = 0,861 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,861 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

Aux appuis :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,142 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,291 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,291 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

➤ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(Art : A.5.1.313)**

- **Sur le béton :**

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

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

$$V_u^{\max} = 13,142 \text{ KN} < \overline{V}_u = 129,6 \text{ KN.}$$

- **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right]$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{40} \left[13,142 + \frac{-6,411 \times 10^{-2}}{0,9 \times 18} \right] = 0,377 \text{ cm}^2.$$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **L'ancrage des barres :**

$$\overline{\tau_{su}} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}, \text{ avec : } \Psi = 1,5 \text{ pour HA}$$

La Longueur de scellement droit :(BAEL91/Art.6.1,221) :

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Pour feE400, acier HA, $L_s = 40\varnothing \rightarrow$ On prend : $L_s = 40 \text{ cm}^2$.

On adopte des crochets de 45°, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$$L_c = 0,4 L_s \text{ (Art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

$$L_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

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

$$V_u^{\max} = 13,142 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} = \frac{13,142 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,112 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,112 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \quad \text{(BAEL 91 / Art A.5.1, 2.1.1)}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left[\frac{0,2 \times 25}{1,15}; 5 \text{ MPa} \right] = \min \{ 4,347; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = 0,112 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 4,347 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-1-9) Calcul à L'ELS :

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$q_s = 4,641 \text{ KN/ml.}$$

Calcul du rapport de charge :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\text{on aura : } \alpha = \frac{0,975}{3,666+0,975} = 0,210 \rightarrow 0 \leq 0,210 \leq \frac{2}{3} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

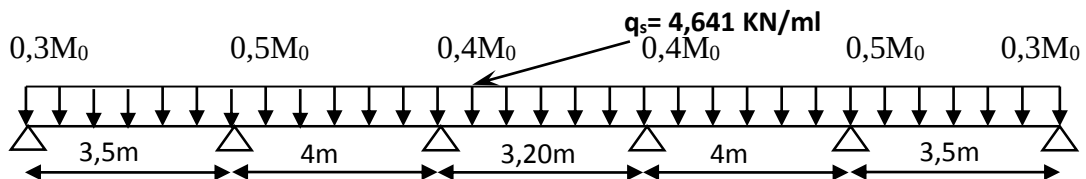


Figure III.1.10) : Schéma statique de la poutrelle

$$M_{01} = \frac{q_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4,641 \times 3,50^2}{8} = 7,106 \text{ KN.m.}$$

$$M_{02} = \frac{q_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4,641 \times 4^2}{8} = 9,282 \text{ KN.m.}$$

$$M_{03} = \frac{q_s \times l_{CD}^2}{8} = \frac{4,641 \times 3,20^2}{8} = 5,940 \text{ KN.m.}$$

$$M_{04} = \frac{q_s \times l_{DE}^2}{8} = \frac{4,641 \times 4^2}{8} = 9,282 \text{ KN.m.}$$

$$M_{05} = \frac{q_s \times l_{EF}^2}{8} = \frac{4,641 \times 3,50^2}{8} = 7,106 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

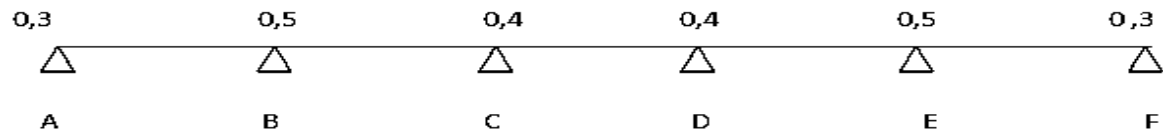


Figure III-1-11) : valeurs des moments aux appuis.

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 7,106 = 2,131 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{ Max } (M_{01}; M_{02}) = 0,5 (7,106; 9,282) = 0,5 \times 9,282 = 4,641 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{ Max } (M_{02}; M_{03}) = 0,4 (9,282; 5,940) = 0,4 \times 9,282 = 3,712 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{ Max } (M_{03}; M_{04}) = 0,4 (5,940; 9,282) = 0,4 \times 9,282 = 3,712 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{ Max } (M_{04}; M_{05}) = 0,5 (9,282; 7,106) = 0,5 \times 9,282 = 4,641 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 M_{05} = 0,3 \times 7,106 = 2,131 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

• **Etude de la travée AB :** (travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max [7,461; 7,553] - \frac{(2,131+4,641)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 7,553 - 3,386 = 4,167 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2 + (0,3 \times 0,210)}{2} \times 7,106 = 4,487 \text{ KN.m.}$$

On prend : $M_t^{AB} = 4,487 \text{ KN.m.}$

• **Etude de la travée BC :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \max [1,05 M_{02}; (1+0,3\alpha) M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max [9,746; 9,866] - \frac{(4,641+3,712)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 9,866 - 4,176 = 5,690 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} M_{02} = \frac{1 + (0,3 \times 0,210)}{2} \times 9,282 = 4,933 \text{ KN.m.}$$

On prend : $M_t^{BC} = 5,690 \text{ KN.m.}$

- **Etude de la travée CD : (travée intermédiaire)**

$$M_t^{CD} \geq \max [1,05 M_{03} ; (1+0,3\alpha) M_{03}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max [6,237 ; 6,314] - \frac{(3,712+3,712)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 6,314 - 3,712 = 2,602 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,210)}{2} \times 5,940 = 3,157 \text{ KN.m.}$$

On prend : $M_t^{CD} = 3,157 \text{ KN.m.}$

- **Etude de la travée DE : (travée intermédiaire)**

$$M_t^{DE} \geq \max [1,05 M_{04} ; (1+0,3\alpha) M_{04}] - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \max [9,746 ; 9,866] - \frac{(3,712+4,641)}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq 9,866 - 4,176 = 5,690 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3 \times 0,210)}{2} \times 9,282 = 4,933 \text{ KN.m.}$$

On prend : $M_t^{DE} = 5,690 \text{ KN.m.}$

- **Etude de la travée EF : (travée de rive)**

$$M_t^{EF} \geq \max [1,05 M_{05} ; (1+0,3\alpha) M_{05}] - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \max [7,461 ; 7,553] - \frac{(4,641+2,131)}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq 7,553 - 3,386 = 4,167 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,210)}{2} \times 7,106 = 4,487 \text{ KN.m.}$$

On prend : $M_t^{EF} = 4,487 \text{ KN.m.}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$T_A = \frac{q_s \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = \frac{4,641 \times 3,5}{2} + \frac{[(-4,641)-(-2,131)]}{3,5} = 7,404 \text{ KN.}$$

$$T_B = \frac{-q_s \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = \frac{(-4,641 \times 3,5)}{2} + \frac{[(-4,641)-(-2,131)]}{3,5} = -8,838 \text{ KN.}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{q_s \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = \frac{4,641 \times 4}{2} + \frac{[(-3,712) - (-4,641)]}{4} = 9,514 \text{ KN} .$$

$$T_C = \frac{-q_s \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = \frac{(-4,641 \times 4)}{2} + \frac{[(-3,712) - (-4,641)]}{4} = -9,049 \text{ KN} .$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{q_s \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = \frac{4,641 \times 3,20}{2} + \frac{[(-3,712) - (-3,712)]}{3,20} = 7,425 \text{ KN} .$$

$$T_D = \frac{-q_s \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_D = \frac{(-4,641 \times 3,20)}{2} + \frac{[(-3,712) - (-3,712)]}{3,20} = -7,425 \text{ KN} .$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{q_s \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_D = \frac{4,641 \times 4}{2} + \frac{[(-4,641) - (-3,712)]}{4} = 9,049 \text{ KN} .$$

$$T_E = \frac{-q_s \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_E = \frac{(-4,641 \times 4)}{2} + \frac{[(-4,641) - (-3,712)]}{4} = -9,514 \text{ KN} .$$

Travée EF :

$$T_E = \frac{q_s \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_E = \frac{4,641 \times 3,5}{2} + \frac{[(-2,131) - (-4,641)]}{3,5} = 8,838 \text{ KN} .$$

$$T_F = \frac{-q_s \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_F = \frac{(-4,641 \times 3,5)}{2} + \frac{[(-2,131) - (-4,641)]}{3,5} = -7,404 \text{ KN} .$$

Les moments trouvés aux appuis et on travée sont résumés dans le tableau suivant :

Moments aux appuis (KN.m)					
M_A	M_B	M_C	M_D	M_E	M_F
2,131	4,641	3,712	3,712	4,641	2,131
Moments en travées (KN.m)					
M_t^{AB}	M_t^{BC}	M_t^{CD}	M_t^{DE}	M_t^{EF}	
4,487	5,690	3,157	5,690	4,487	

Tableau III-1-2) : tableau récapitulatif des moments aux appuis et en travées.

- Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELS) :

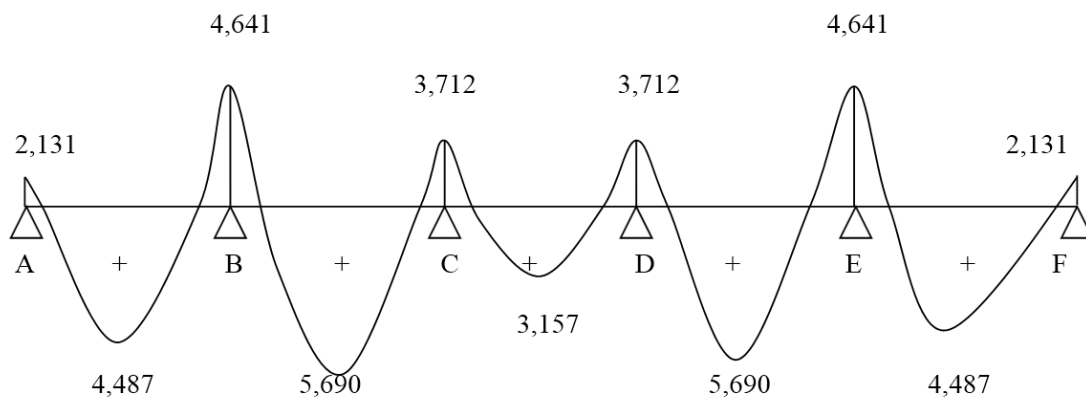


Figure III-1-12) : diagramme des moments fléchissant.

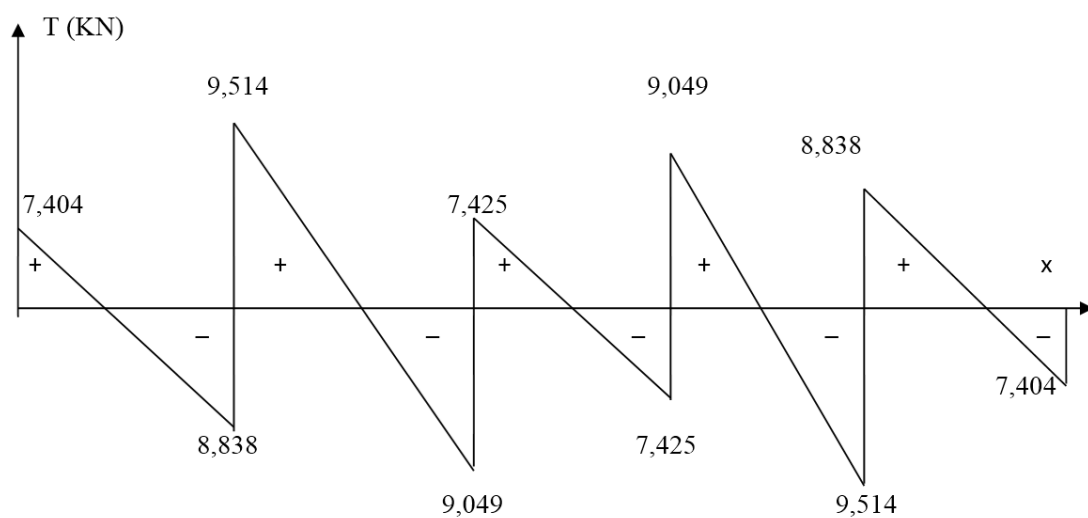


Figure III-1-13) : diagramme des efforts tranchants.

III-1-10) Vérification à l'ELS :**a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

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

❖ En travée :**La contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,087$$

Par interpolation on trouve :

$$\beta_1 = 0,8563 \longrightarrow \alpha_1 = 0,4311 \text{ (avec interpolation)}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15 (1 - \alpha_1)} = \frac{0,4311}{15 (1 - 0,4311)} = 0,050$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5,690 \times 10^6}{0,8563 \times 18 \times 2,35 \times 10^3} = 157,089 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 0,050 \times 157,089 = 7,854 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726$$

Par interpolation on trouve :

$$\beta_1 = 0,8774 \longrightarrow \alpha_1 = 0,370$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15 (1 - \alpha_1)} = \frac{0,370}{15 (1 - 0,370)} = 0,0391$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,641 \times 10^6}{0,8774 \times 18 \times 1,57 \times 10^3} = 187,172 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 0,0391 \times 187,172 = 7,318 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

❖ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \longrightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm.}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différé.

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

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

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

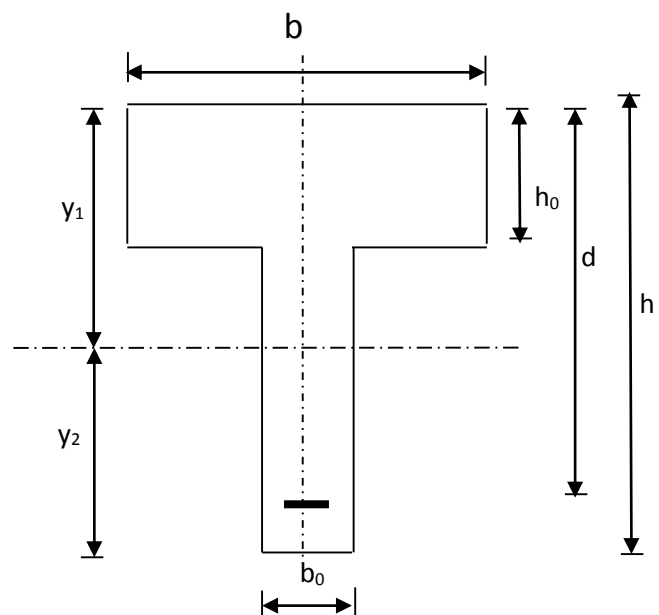
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

❖ Aire de la section homogénéisée :

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

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

$$B_0 = 487,25 \text{ cm}^2.$$



❖ **Calcul de V_1 et V_2 :**

Moment statique de section homogénéisée

par rapport à xx :

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

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

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,10 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,10 = 12,9 \text{ cm}.$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,10^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 \times (12,9 - 2)^2.$$

$$I_0 = 20003,24 \text{ cm}.$$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01087. \longrightarrow B = 0,9815 \text{ par interpolation}$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left[2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right] \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left[2 + \frac{3 \times 12}{65} \right] \cdot 0,01087} = 1,51.$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{5,690 \times 10^3}{0,9815 \times 18 \times 2,35} = 137,050 \text{ MPa}.$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01087 \times 137,050 + 2,1} ; 0 \right\} = \max \{ 0,54 ; 0 \} = 0,54.$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + 0,54 \times 1,51} = 12120,504 \text{ cm}^4.$$

D'où la flèche :

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

$$f = \frac{5,690 \times 4^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 12120,504 \times 10^{-8}} = 0,00694 \text{ m} = 6,94 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm}$$

→ **Condition vérifiée.**

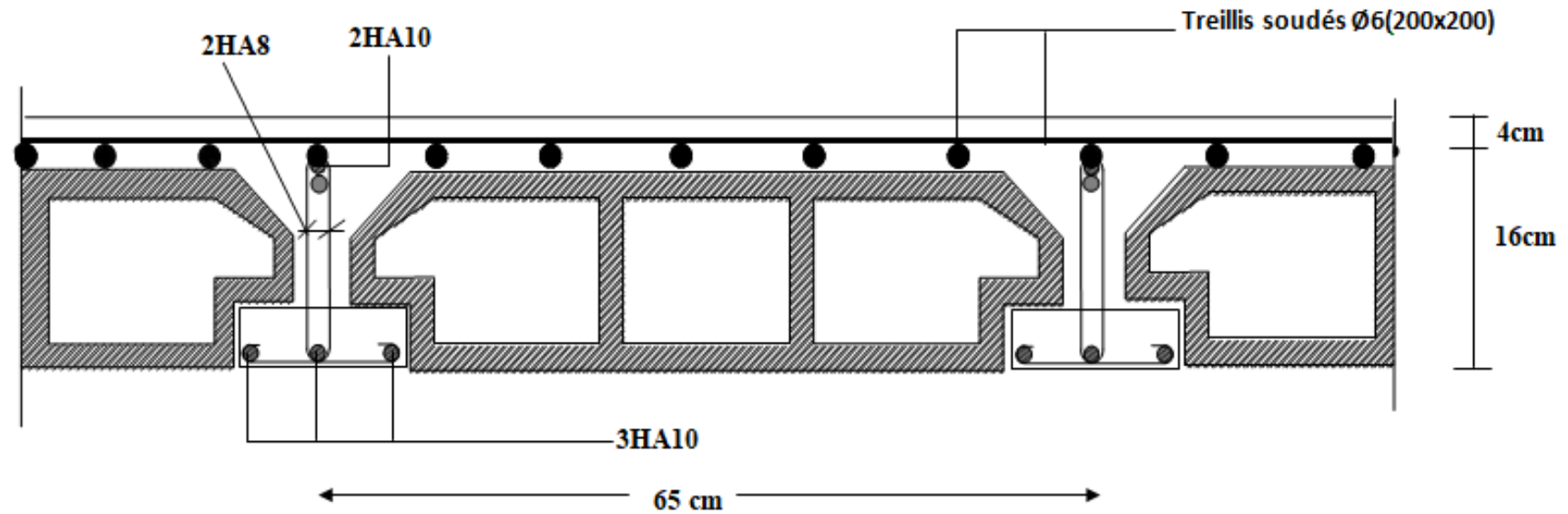


Figure III-1-14) : plan de ferrailage du plancher en corps creux.

III-2) Etude de la poutre de chaînage :

Nous allons étudier une poutre qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids et le poids propre du plancher ainsi que celui du mur en double cloisons.

III-2-1) Pré dimensionnement de la poutre :➤ **La hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

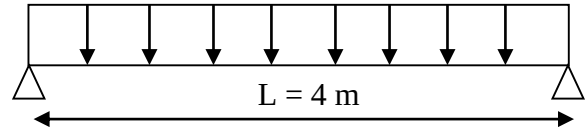


Figure III-2-1) : schéma statique d'une poutre.

Avec :

h_t : la hauteur de la poutre.

L : $400 - 25 = 375$ cm.

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \longrightarrow 25 \leq h_t \leq 37,5$$

On prend : **$h = 35$ cm.**

➤ **La largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On prend : **$b = 25$ cm.**

Donc on adopte une section de : **(25×35) cm².**

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du **R.P.A.99 (modifié 2003)**.

$$\left\{ \begin{array}{ll} h \geq 30 \text{ cm.} & \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ b \geq 20 \text{ cm.} & \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} \geq 4 & \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

III-2-2) Détermination des charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_1 = b \times h \times \rho = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,187$ KN/ml.
- Poids du mur extérieur (double cloison) : $G_2 = 2,36 (3,06 - 0,35) = 6,39$ KN/ml.
- Le poids du plancher : $G_3 = 5,64 \times \left(\frac{0,65}{2}\right) = 1,833$ KN/ml.
- La charge permanente total : $G = 2,187 + 6,39 + 1,833 = 10,41$ KN/ml.
- La surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times \left(\frac{0,65}{2}\right) = 0,49$ KN/ml.

III-2-3) Combinaison de charges :

A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,41 + 1,5 \times 0,49 = 14,79 \text{ KN/ml}$.

A l'ELS : $q_{ser} = G + Q = 10,41 + 0,49 = 10,9 \text{ KN/ml}$.

III-2-4) Etude de la poutre de chaînage à l'E.L.U :**a) Les efforts internes :****➤ Le moment isostatique :**

$$M_u = M_u^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14,79 \times 3,75^2}{8} = 25,99 \text{ KN.m.}$$

➤ L'effort tranchant :

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,79 \times 3,75}{2} = 27,73 \text{ KN.}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{max} = -0,3 \times 25,99 = -7,797 \text{ KN.m.}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{max} = 0,85 \times 25,99 = 22,09 \text{ KN.m.}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

$q_u = 14,79 \text{ KN/ml}$.

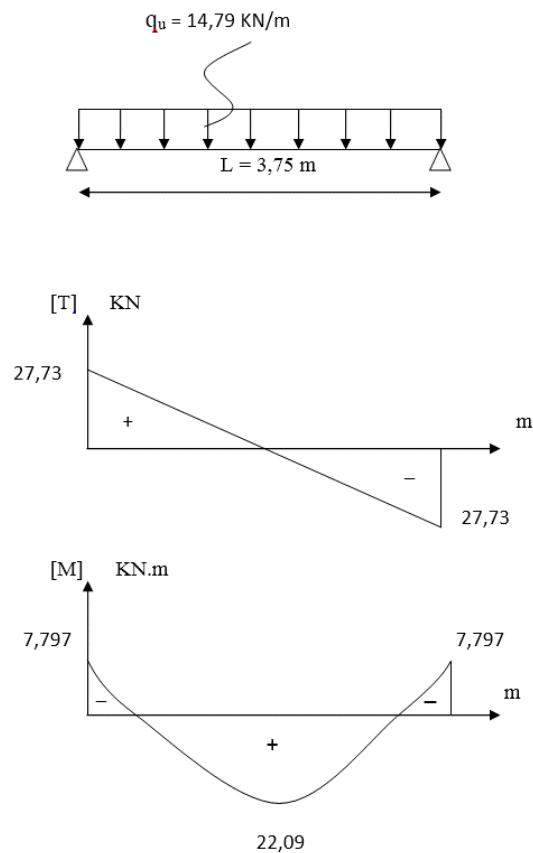


Figure III-2-2) : Diagramme des efforts internes à l'E.L.U.

b) Le ferrailage à l'E.L.U :**❖ Armatures longitudinales :****➤ Aux appuis :**

$$M_{au} = 7,797 \text{ KN.m.} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; c = 2 \text{ cm}$$

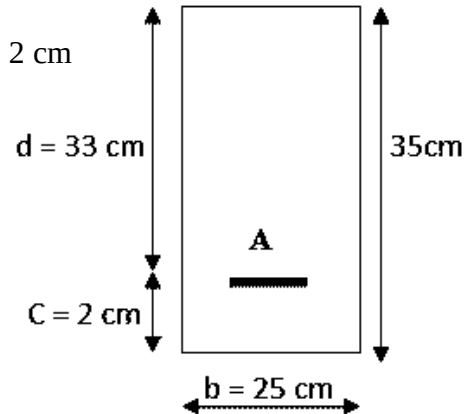
$$\mu = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,797 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14,2} = 0,020$$

$$\mu = 0,020 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990.$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,797 \times 10^2}{0,990 \times 33 \times 34,8} = 0,685 \text{ cm}^2. \quad d = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

**➤ En travée :**

$$M_{tu} = 22,09 \text{ KN.m.} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22,09 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14,2} = 0,057$$

$$\mu = 0,057 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,057 \rightarrow \beta = 0,9705.$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22,09 \times 10^2}{0,9705 \times 33 \times 34,8} = 1,98 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

c) Vérifications à l'E.L.U :**➤ Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 1 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée : } A_{tu} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Aux appuis : } A_{au} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{seu}}.$$

$$\overline{\tau_{seu}} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

Avec :

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barres.

Ψ_s : coefficient de scellement. $\Psi_s = 1,5$ pour HA

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{27,73 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113,04} = 0,82 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,82 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

➤ **L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

• **L'influence sur le béton :**

On doit vérifier :

$$\frac{2 T_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot b} \leq 0,87 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{max} \leq 0,87 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \frac{0,9}{2} \times d \times b = 0,87 \times \frac{2,5}{1,5} \times \frac{0,9}{2} \times 33 \times 25 = 538,31 \text{ KN.}$$

$$T_u^{max} = 27,73 \text{ KN} < 538,31 \text{ KN.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **L'influence sur les aciers :**

On doit vérifier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right]$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left[27,73 \times 10^3 + \frac{25,99 \times 10^6}{0,9 \times 330} \right] = 331,31 \text{ mm}^2 = 3,31 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 3,31 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{27,73 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,336 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,336 \text{ MPa.}$$

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\overline{\tau_u} = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[\frac{0,2 \times 2,1}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,336 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **L'ancrage des barres :**

$$\overline{\tau}_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa, avec : } \Psi = 1,5 \text{ pour HA}$$

La Longueur de scellement droit : **(BAEL91/Art.6.1,221) :**

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \overline{\tau}_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm.} \longrightarrow L_s = 45 \text{ cm.}$$

« L_s » est grande alors les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$L_c = 0,4 L_s \text{ (Art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

$$L_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

❖ **Armatures transversales : [Art A.7.2,2/ BAEL 91 modifie 99]**

➤ **Section des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \emptyset ; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec : h : la hauteur totale de la poutre.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{35}{35} ; 1,2 ; \frac{25}{10} \right\}$$

$$\emptyset \leq \min \{ 1 ; 1,2 ; 2,5 \}$$

$$\emptyset \leq 10 \text{ mm} \longrightarrow \emptyset = 8 \text{ mm}$$

On opte comme armatures transversales un cadre de Ø8 et un étrier de Ø 8mm.

➤ **Espacement des armatures transversales : [BAEL 91 ; Art. A.7.51.22]**

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

$$S_t \leq \min \{ 0,9 \times 33 ; 40 \text{ cm} \} = 29,7 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq 29,7 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

On doit aussi vérifier la section d'armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_u f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \implies \frac{3,39 \times 400}{25 \times 25} = 2,17 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Et selon le **(RPA99 version 2003/art ; 7.5.2.2)** ; l'espacement doit vérifier :

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30 \text{ cm} \right] = \min \left[\frac{35}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \right] = \min \{ 8,75 ; 14,4 ; 30 \} \text{ cm}$$

$$S_t \leq 8,75 \text{ cm} \implies S_t = 7 \text{ cm.}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{35}{4} = 17,5 \text{ cm.}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm.}$

➤ **La quantité d'armatures :**

Selon le **RPA 99** la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0,003.S.b$$

b : largeur de la portée.

S : espacement des armatures transversales.

$$A_{min} = 0,003 \times 25 \times 25 \implies A_{min} = 1,875 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 1,875 \text{ cm}^2. \implies \text{Soit : } 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

(Soit 1 cadre + 1 étrier) = $4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$.

III-2-5) calculs à l'E.L.S :

a.) Les efforts internes :

➤ **Le moment isostatique :**

$$M_{0s} = M_s^{max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10,9 \times 3,75^2}{8} = 19,16 \text{ KN.m.}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$T_s = T_s^{max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10,9 \times 3,75}{2} = 20,43 \text{ KN.}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_s^{max} = -0,3 \times 19,16 = -5,748 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_s^{max} = 0,85 \times 19,16 = 16,286 \text{ KN.m.}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

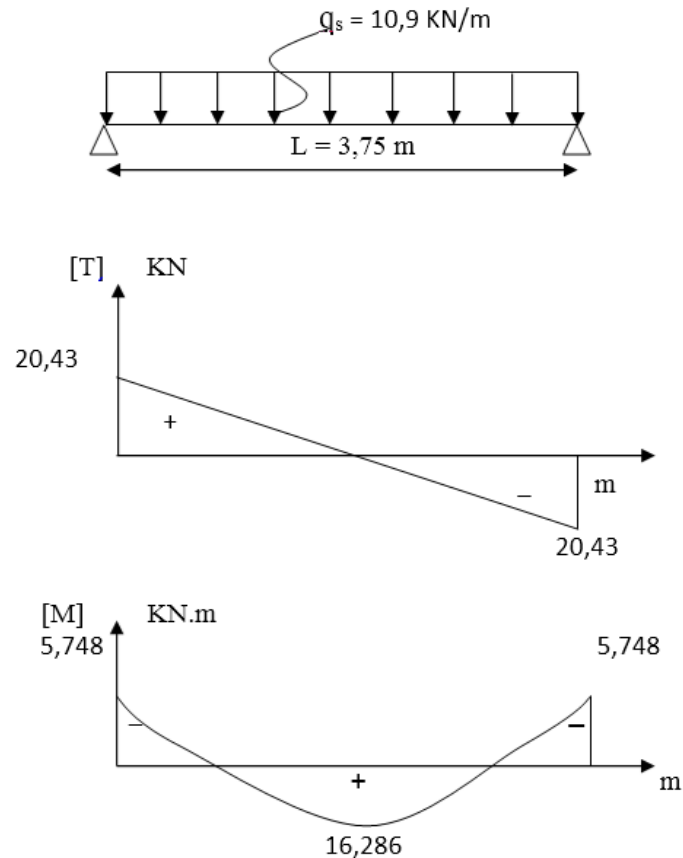


Figure III-2-3) : Diagramme des efforts internes à l'E.L.S.

b.) Vérification à l'ELS :

➤ Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

avec :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

❖ Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,41.$$

$$\rho_1 = 0,41 \quad ; \quad \beta_1 = 0,901 \quad ; \quad K_1 = 35,76$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5,748 \times 10^6}{0,901 \times 330 \times 3,39 \times 10^2} = 57,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{57,02}{35,76} = 1,59 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1,59 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,41$$

$$\rho_1 = 0,41 \quad ; \quad \beta_1 = 0,901 \quad ; \quad K_1 = 35,76$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16,286 \times 10^6}{0,901 \times 330 \times 3,39 \times 10^2} = 161,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{161,57}{35,76} = 4,51 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4,51 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est à effectuer car il s'agit d'une fissuration peu nuisible.

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

Avant de procéder au calcul de la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

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

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

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

Donc on a :

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{375} = 0,093 > \frac{1}{16} = 0,0625. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{375} = 0,093 > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{16,286}{19,16} = 0,085 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,0041 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III-2-6) Conclusion :

Après toutes les vérifications on adopte le ferrailage suivant :

- En travée : **3HA12 = 3,39 cm².**
- Aux appuis : **3HA12 = 3,39 cm².**
- Les cadres : **Ø8.**

Avec un espacement de **S_t = 7cm** en zone nodale et **S_t = 15cm** en zone courante.

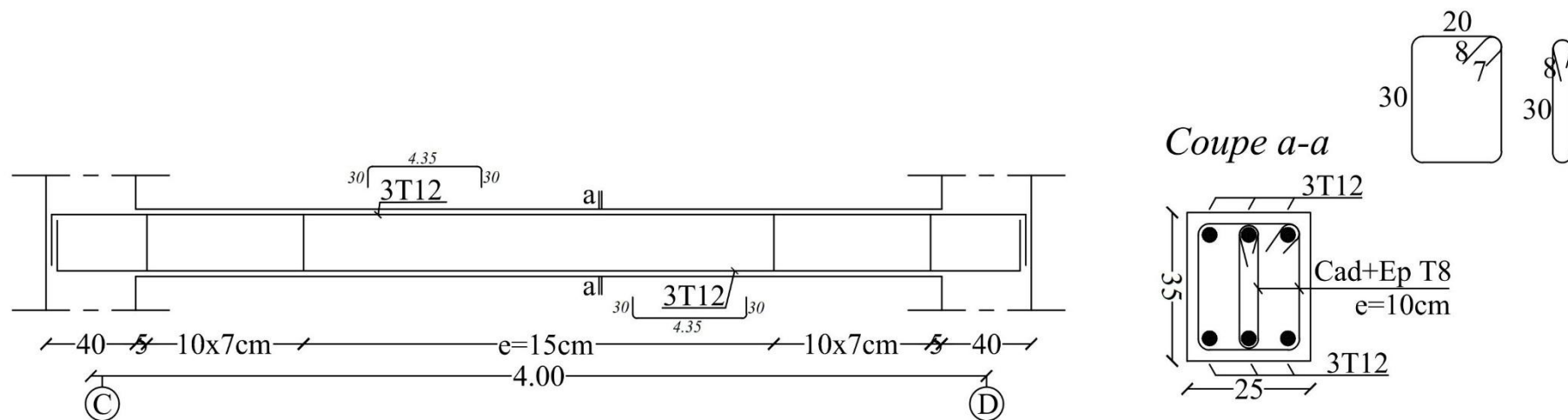


Figure III-2-4) : Ferrailage de la poutre de chaînage.

III- 3) Calcul de l'escalier :

III- 3-1) Introduction :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant l'accès verticale entre les différents étages de la structure, il est composé de palier et de volées (paillasse) assimilé dans le calcul à des poutres isostatiques calculées à la flexion simple soumise à son poids propre et aux surcharges.

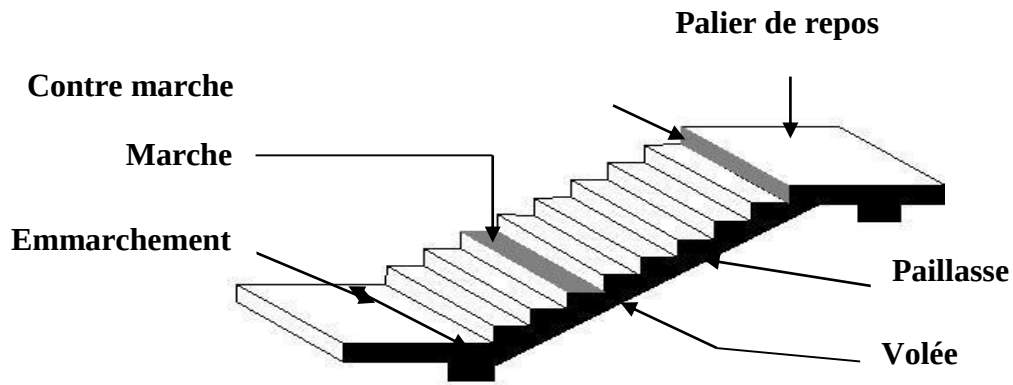


Figure III- 3-1) : Schéma de l'escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondis.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **le giron**: est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme de repos entre deux volées de chaque étage.
- **la paillasse**: est la dalle inclinée en béton armé comportant les marches et les contre marches.
- **l'embranchement**: représente la largeur de la marche.

Notations utilisées :

- g : largeur de la marche (giron).
- h : hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier.
- L_1 : portée de la paillasse.
- li : longueur de la paillasse projetée.

III- 3-2) Pré dimensionnement :

En tenant compte de dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** suivante : $59 \leq 2h + g \leq 66$ [cm].

Avec : $14 \leq h \leq 18$ [cm].

On prend : $h=17$ cm.

- **Nombre de contre marches n :**

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

- **Nombre de marches m :**

$$m = n - 1 = 8$$

- **Le giron g :**

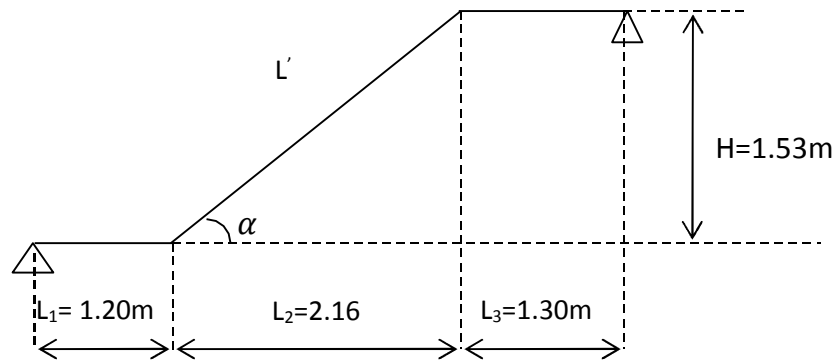
$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{216}{8} = 27 \text{ cm.}$$

Vérification de la relation BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 27 = 61\text{cm.}$$

$59 \leq 61 \leq 66$ [cm]. **La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.**

III- 3-2-1) Dimensionnement de la paillasse :**Figure III- 3-2) : schéma statique de l'escalier.****• La paillasse:**

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

Prenant compte des recommandations du BAEL91, épaisseur (E_p) de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

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

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{216} = 0.708$$

$$\text{D'où : } \alpha = 35,31^\circ \implies \alpha = 35,31^\circ$$

$$\text{Donc : } L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{216}{\cos 35,31} = 264,69 \text{ cm} = 2,64 \text{ m}$$

$$L_0 = L_1 + L' + L_3 = 1,20 + 2,64 + 1,30 \implies L_0 = 5,14 \text{ m}$$

$$\frac{514}{30} \leq E_p \leq \frac{514}{20} \longrightarrow 17,13 \leq E_p \leq 25,7$$

$$\text{Donc } E_p = 20 \text{ cm.}$$

III- 3-2-2) Détermination des charges et surcharges :**➤ Charges permanentes :****• Palier**

Eléments	Poids (kN/m ²)
-Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0,2 = 5$
-Poids de revêtement (sable, mortier, carrelage, enduit)	$(0,36 + 0,44 + 0,44 + 0,2) = 1,77$
Charge permanente totale	$G_t = 6,77$

Tableau III-3-1) : Charge permanentes du palier.**• Volée :**

Eléments	Poids (kN/m ²)
-Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0,2}{\cos 35,31^\circ} = 6,12$
-Poids des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,12$
-Poids de revêtement (sable ,mortier ,carrelage, enduit)	$(0,36 + 0,44 + 0,44 + 0,2) = 1,77$
Garde-corps	0,2
Charge permanente totale	$G_t = 10,21$

Tableau III-3-2): Charge permanentes de la volée.**➤ Les surcharges d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est de :

- Palier : $Q_{pl} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

- volée : $Q_{vol} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

III- 3-2-3) Calcul des efforts internes à l'ELU :❖ **Combinaison de charge :**

- **ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml}$**

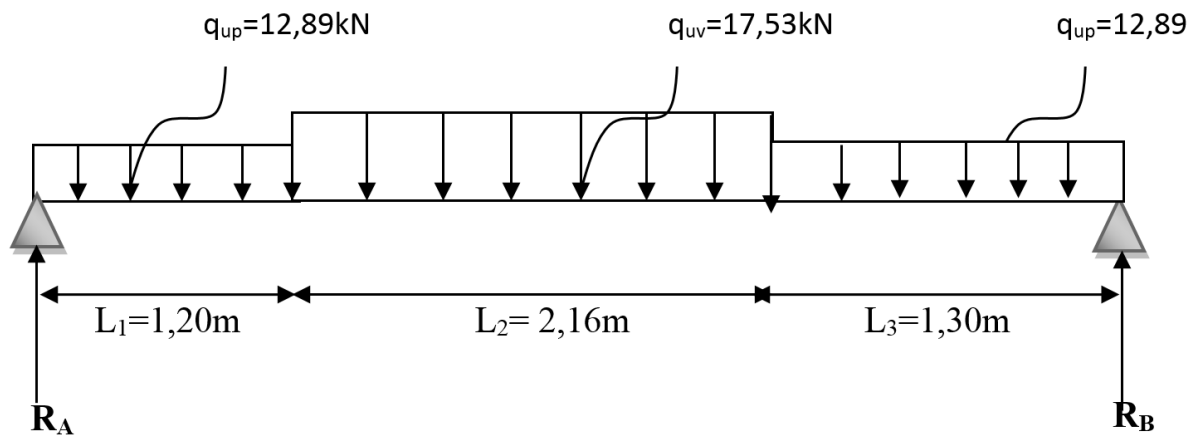
Palier : $q_{up} = (1,35 \times 6,77 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{ml} = 12,89 \text{ kN/ml.}$

Volée : $q_{uv} = (1,35 \times 10,21 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{ml} = 17,53 \text{ kN/ml.}$

- **ELS : $q_s = (G + Q) \times 1\text{ml}$**

Palier : $q_{sp} = (6,77 + 2,5) \times 1\text{ml} = 9,27 \text{ kN/ml.}$

Volée : $q_{sv} = (10,21 + 2,5) \times 1\text{ml} = 12,71 \text{ kN/ml.}$

Calcul des réactions d'appuis :

➤ $\Sigma F/x = 0.$

➤ $\Sigma F/y = 0.$

→ $\Sigma F/y = R_A + R_B - (q_{uv} \times L_2) - q_{up}(L_1 + L_3) = 0$

$R_A + R_B = 17,53 \times 2,16 + 12,89(1,20 + 1,30)$

$R_A + R_B = 70,08 \text{ KN.}$

➤ $\Sigma M/B = 0$

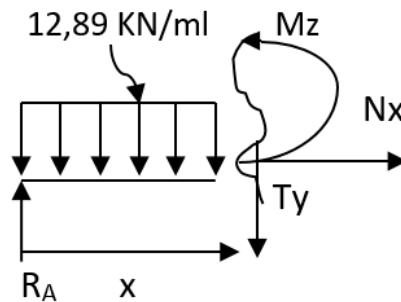
→ $R_A \times L - q_{up} \times L_1 \times (L - \frac{L_1}{2}) - q_{uv} \times L_2 (L - L_1 - \frac{L_2}{2})$

$R_A \times 4,66 - 12,89 \times 1,20 \times (4,66 - \frac{1,20}{2}) - 17,53 \times 2,16 \times (4,66 - 1,20 - \frac{2,16}{2})$

$R_A \times 4,66 = 163,8 \rightarrow R_A = 35,15 \text{ KN.}$

D'où :

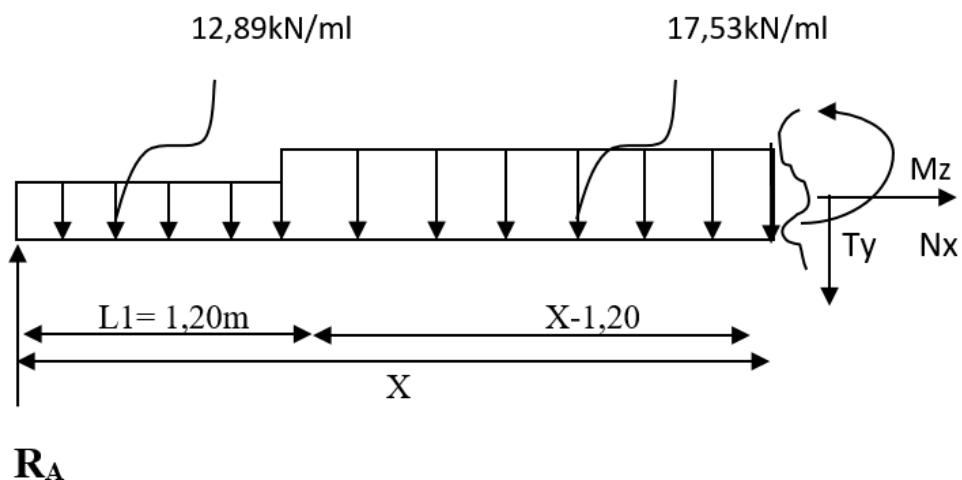
$R_A + R_B = 70,08 \text{ KN.} \rightarrow R_B = 34,93 \text{ KN.}$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :❖ **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,20\text{m}$.****Efforts tranchants :**

$$\begin{cases} T_y = T(x) = -q_{up} \cdot x + R_A \\ T(x) = -12,89x + 35,15 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(x=0) = 35,15 \text{ kN} \\ T(x=1.20) = 19,68 \text{ kN} \end{cases}$$

Moments fléchissant:

$$\begin{cases} M_z = M(x) = -q_{up} \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x \\ M(x) = -6,445x^2 + 35,15x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ kN.m} \\ M(x=1.20) = 32,89 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ **2^{eme} tronçon : $1,20\text{m} \leq x \leq 3,36 \text{ m}$.**

Efforts tranchants

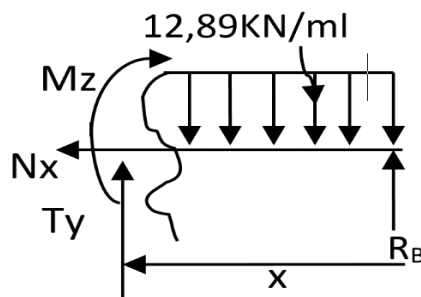
$$\begin{cases} T_y = T(x) = -q_{uv} \cdot L_1 - q_{uv}(x - L_1) + R_A \\ T(x) = -17,53x + 40,71 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(x=1,20) = \mathbf{19,68 \text{ kN}} \\ T(x=3,36) = \mathbf{-18,19 \text{ kN}} \end{cases}$$

Moments fléchissant:

$$\begin{cases} M_z + q_{uv} \frac{(x-L_1)^2}{2} + (-R_A \cdot x) + q_{uv} \cdot L_1 \cdot (x - \frac{L_1}{2}) \\ M_z = -q_{uv} \frac{(x-L_1)^2}{2} + (R_A \cdot x) - q_{uv} \cdot L_1 \cdot (x - \frac{L_1}{2}) \\ M_z = -17,53 \frac{(x-1,20)^2}{2} + (35,15x) - 12,89 \cdot 1,20 (x - \frac{1,20}{2}) \end{cases}$$

$$M_z = M(x) = -8,76x^2 + 40,72x - 3,34 \Rightarrow \begin{cases} M(x=1,20) = \mathbf{32,89 \text{ kN.m}} \\ M(x=3,36) = \mathbf{34,58 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

❖ **3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,30\text{m}$.**



Efforts tranchants :

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_{up} \cdot x \\ T_y = T(x) = q_{up} \cdot x - R_B \end{cases}$$

$$T(x) = 12,89x - 34,93 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T(x=0) = -34,93 \text{ kN} \\ T(x=1,30) = -18,17 \text{ kN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_z = M(x) = -q_{up} \frac{x^2}{2} + R_B \cdot x \\ M(x) = -6,445 x^2 + 34,93x \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ kN.m} \\ M(x=1,30) = 34,51 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moment maximum:

$$T_y = 0 \quad \Rightarrow \quad M_{\max}$$

$$T(x) = -17,53x + 40,71 = 0 \quad \Rightarrow \quad x = \frac{40,71}{17,53} = 2,32 \text{ (tronçon 2)}$$

$$M_z \text{ Atteint la valeur max à: } \quad \mathbf{x = 2,32m}$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = M(x) = -8,76x^2 + 40,72x - 3,34$$

$$\text{En remplaçant } x \text{ avec sa valeur } \quad \mathbf{M_z^{\max} = 43,98 \text{ kN.m}}$$

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des Coefficients réducteurs pour le moment $M_{\max}$ au niveau des appuis et en travée.

$$\text{En travée: } M_{ut} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 43,98 = \mathbf{37,38 \text{ kN.m}}$$

$$\text{Aux appuis: } M_{ua} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 43,98 = \mathbf{-13,19 \text{ kN.m}}$$

Les résultats sont représentés sur le diagramme ci-dessous

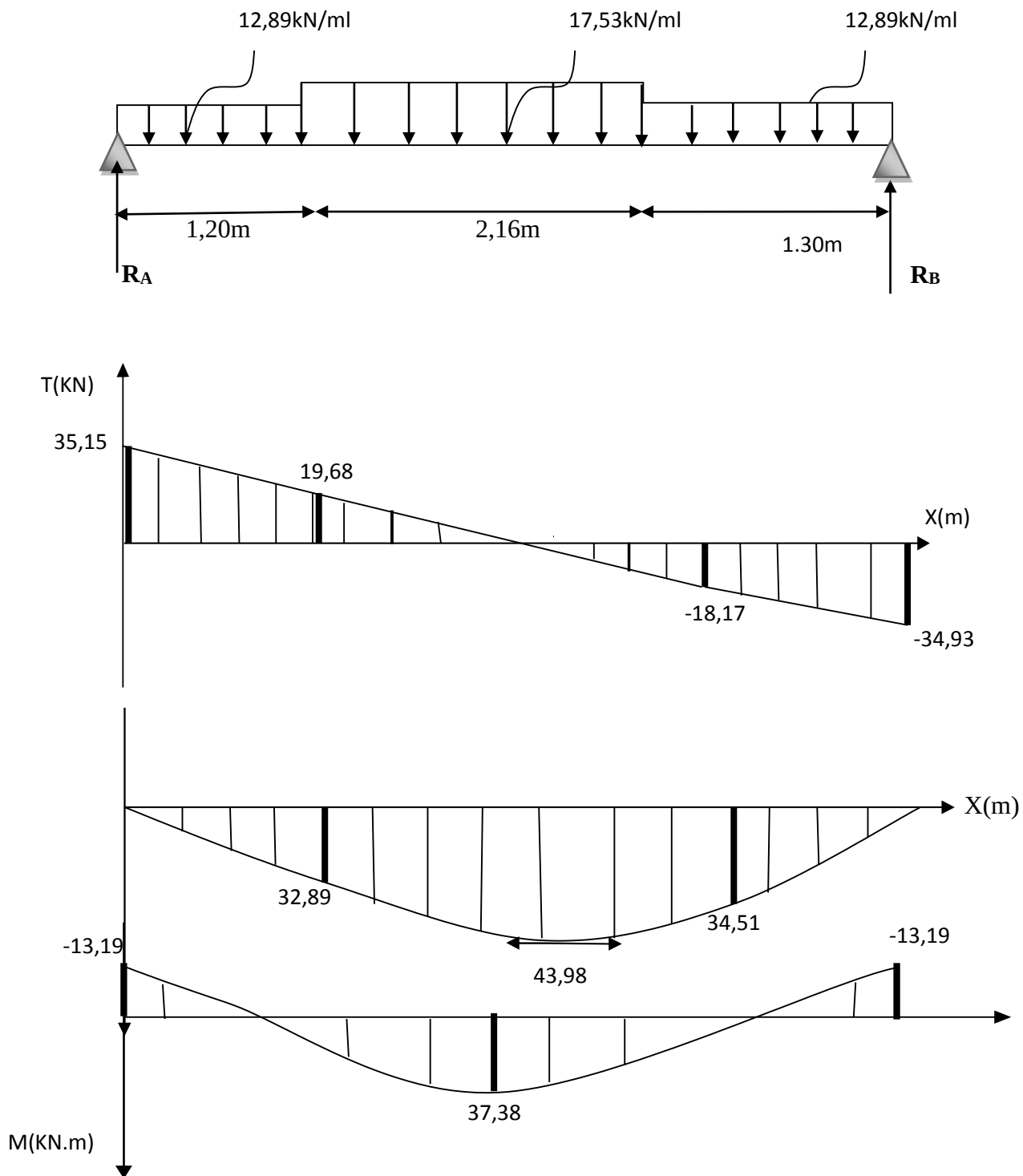
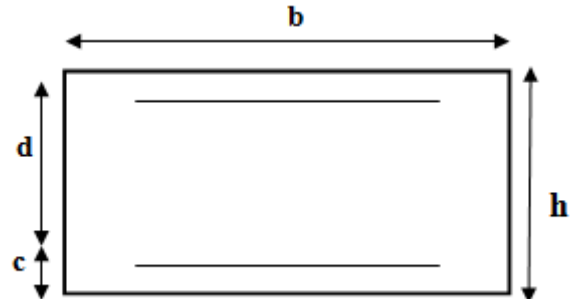


Figure III- 3-3) : Diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU.

III- 3-2-4) Ferrailage de la paillasse :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'emmarchement et une bande de 1 m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ E_p = 20 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M} : \text{moment supporté par la section} \\ \mathbf{f_{bu}} : \text{Contrainte limite de compression dans le béton.} \\ \mathbf{b \text{ et } d} : \text{dimensions de la section.} \end{array} \right.$

Section d'armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} \\ A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} \end{array} \right.$$

- **Calcul des armatures :**

- **En travée :**

Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{37,38 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (180)^2} = 0,08 \leq \mu_u = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,08 \implies \beta = 0,958$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{37,38 \times 10^6}{348 \times 180 \times 0,958} = 6,22 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA14 = 7,70 cm²**

Soit : **St = 15 cm.**

- **Armatures de répartition :**

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,925 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm²**

Soit **St = 15cm.**

➤ **Aux appuis :**

Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{13,19 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (180)^2} = 0,028 \leq \mu_u = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,028 \implies \beta = 0,986$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{13,19 \times 10^6}{348 \times 180 \times 0,986} = 2,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm²**

Soit : **St = 15 cm.**

- **Armatures de répartition :**

$$A_{sr} \geq \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **4HA10 = 3.14 cm²**

Soit : **St = 15 cm.**

III- 3-2-5) Vérifications à l'ELU :

- **Espacement des armatures(Art A.8.2, 42 BAEL91/99)**

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

- **Armature principales :**

➤ **Aux appuis :**

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min (60, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min (60, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armature de répartition :**

- **Aux appuis :**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min (80, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée:**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min (80, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Condition de non fragilité(Art A.4.2BAEL91/99)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s_t} = 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_{s_a} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

- **Contrainte tangentielle:(Art A.5.1, 1BAEL91/99)**

$$\text{On doit vérifier que: } \tau_u = \frac{V_{u_{\max}}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa} \\ \tau_u = \frac{V_{u_{\max}}}{b_0.d} = \frac{35.15 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.19 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Influence de l'effort tranchant sur le béton(Art A.5.1, 313 /BAEL91/99)**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{2V_{u\max}}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 35,15 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = 0,43 \text{ MPa.} \\ \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 0,43 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 13,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art5.1.1, 312BAEL91/99)**

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_{u\max}}{f_e} \gamma = \frac{35,15 \times 10^3}{400} 1,15 = 1,01 \text{ cm}^2 \\ A_{st \text{ min adopté}} = 7,70 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$A_{st \text{ min adoptée}} = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 1,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

• **L'adhérence des barres(Art.A.6.1,3BAEL91/99)**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que: $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \implies \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \\ \tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9 d \sum U_i} \implies \tau_{se} = \frac{35,15 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 219,8} = 0,98 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).} \\ \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles.} \\ \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 14 = 219,8 \text{ mm.} \end{array} \right.$

$\tau_{se} = 0,98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

$\implies$ Pas de risque d'entrainement des barres.

• **Ancrage des barres(Art A6-1.2.1 BAEL 91/99)**

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

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

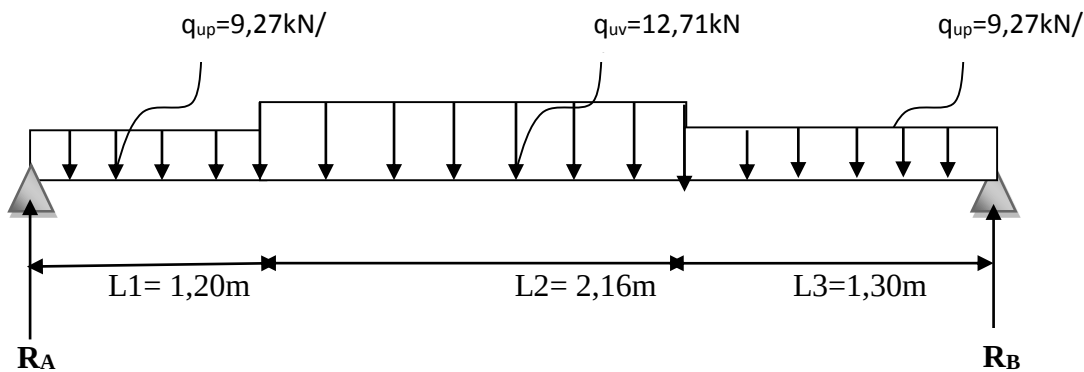
$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend: **$L_s = 49.38 \text{ cm}$.**

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de (BAEL 91/ 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $L_c = 0.4.L_s$ pour les aciers H.A Donc: **$L_c = 19.75 \text{ cm}$.**

III- 3-2-6) Calcul des efforts internes à l'ELS:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique simplement appuyée aux extrémités



$$\rightarrow \Sigma F/x = 0.$$

$$\rightarrow \Sigma F/y = 0.$$

$$\rightarrow \Sigma F/y = R_A + R_B - (q_{uv} \times L_2) - q_{up} (L_1 + L_3) = 0$$

$$R_A + R_B = 12.71 \times 2.16 + 9.27(1.20 + 1.30)$$

$$R_A + R_B = 50.62 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow \Sigma M/B = 0$$

$$\rightarrow R_A \times L - q_{up} \times L1 \times (L - \frac{L1}{2}) - q_{uv} \times L2 (L - L1 - \frac{L2}{2})$$

$$R_A \times 4,66 - 9,27 \times 1,20 \times (4,66 - \frac{1,20}{2}) - 12,71 \times 2,16 \times (4,66 - 1,20 - \frac{2,16}{2})$$

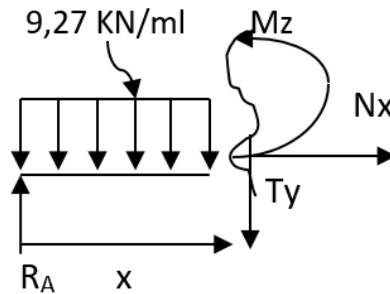
$$R_A \times 4,66 = 118,323 \rightarrow R_A = 25,39 \text{ KN.}$$

D'où :

$$R_A + R_B = 50,62 \text{ KN.} \rightarrow R_B = 25,23 \text{ KN.}$$

• **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

❖ **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,20\text{m}$.**



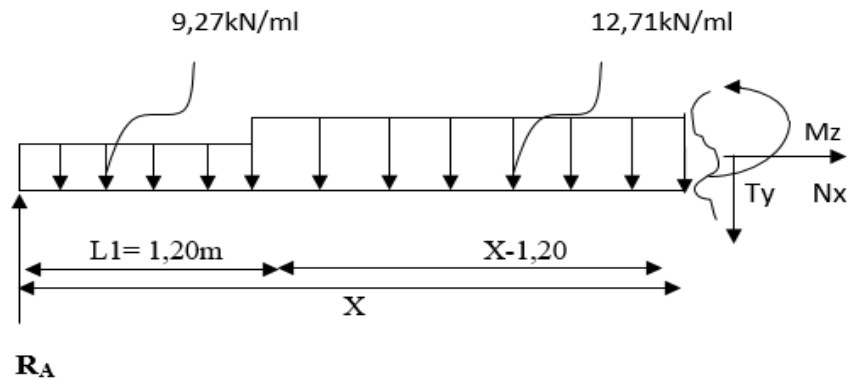
Efforts tranchants :

$$\begin{cases} T_y = T(x) = -q_{up} \cdot x + R_A \\ T(x) = -9,27x + 25,39 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(x=0) = 25,39 \text{ kN} \\ T(x=1,20) = 14,26 \text{ kN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\begin{aligned} M_z = M(x) &= -q_{up} \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x \\ M(x) &= -4,635x^2 + 25,39x \end{aligned} \Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ kN.m} \\ M(x=1,20) = 23,8 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ 2^{ème} tronçon : $1,20\text{m} \leq x \leq 3,36\text{ m}.$



Efforts tranchants

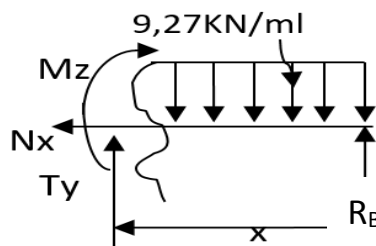
$$\begin{cases} T_y = T(x) = -q_{up} \cdot L_1 - q_{uv}(x - L_1) + R_A \\ T(x) = -12,71x + 29,52 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(x=1,20) = 14,26 \text{ kN} \\ T(x=3,36) = -13,18 \text{ kN} \end{cases}$$

Moments fléchissant:

$$\begin{cases} M_z + q_{uv} \frac{(x-L_1)^2}{2} + (-R_A \cdot x) + q_{up} \cdot L_1 \cdot (x - \frac{L_1}{2}) \\ M_z = -q_{uv} \frac{(x-L_1)^2}{2} + (R_A \cdot x) - q_{up} \cdot L_1 \cdot (x - \frac{L_1}{2}) \\ M_z = -12,71 \frac{(x-1,20)^2}{2} + (25,39x) - 9,27 \times 1,20 (x - \frac{1,20}{2}) \end{cases}$$

$$M_z = M(x) = -6,35x^2 + 29,52x - 2,48 \Rightarrow \begin{cases} M(x=1,20) = 23,8 \text{ kN.m} \\ M(x=3,36) = 25,01 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,30\text{m}.$



Efforts tranchants :

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_{up} \cdot x \\ T_y = T(x) = q_{up} x - R_B \end{cases}$$

$$T(x) = 9,27x - 25,23 \implies \begin{cases} T(x=0) = -25,23 \text{ kN} \\ T(x=1,30) = -13,17 \text{ kN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_z = M(x) = -q_{up} \frac{x^2}{2} + R_B \cdot x \\ M(x) = -4,63 x^2 + 25,23x \end{cases} \implies \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ kN.m} \\ M(x=1,30) = 24,96 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moment maximum:

$$T_y=0 \implies M_{\max}$$

$$T(x) = -12,71x + 29,52 = 0 \implies x = 2,32 \text{ (tronçon 2)}$$

$$M_z \text{ Atteint la valeur max à: } x = 2,32\text{m}$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = M(x) = -6,35x^2 + 29,52x - 2,48$$

$$\text{En remplaçant } x \text{ avec sa valeur } M_z^{\max} = 31,82 \text{ kN.m}$$

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des Coefficients réducteurs pour le moment $M_{\max}$ au niveau des appuis et en travée.

$$\text{En travée: } M_{ut} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 31,82 = 27,04 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis: } M_{ua} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 31,82 = -9,54 \text{ kN.m}$$

Les résultats sont représentés sur le diagramme ci-dessous :

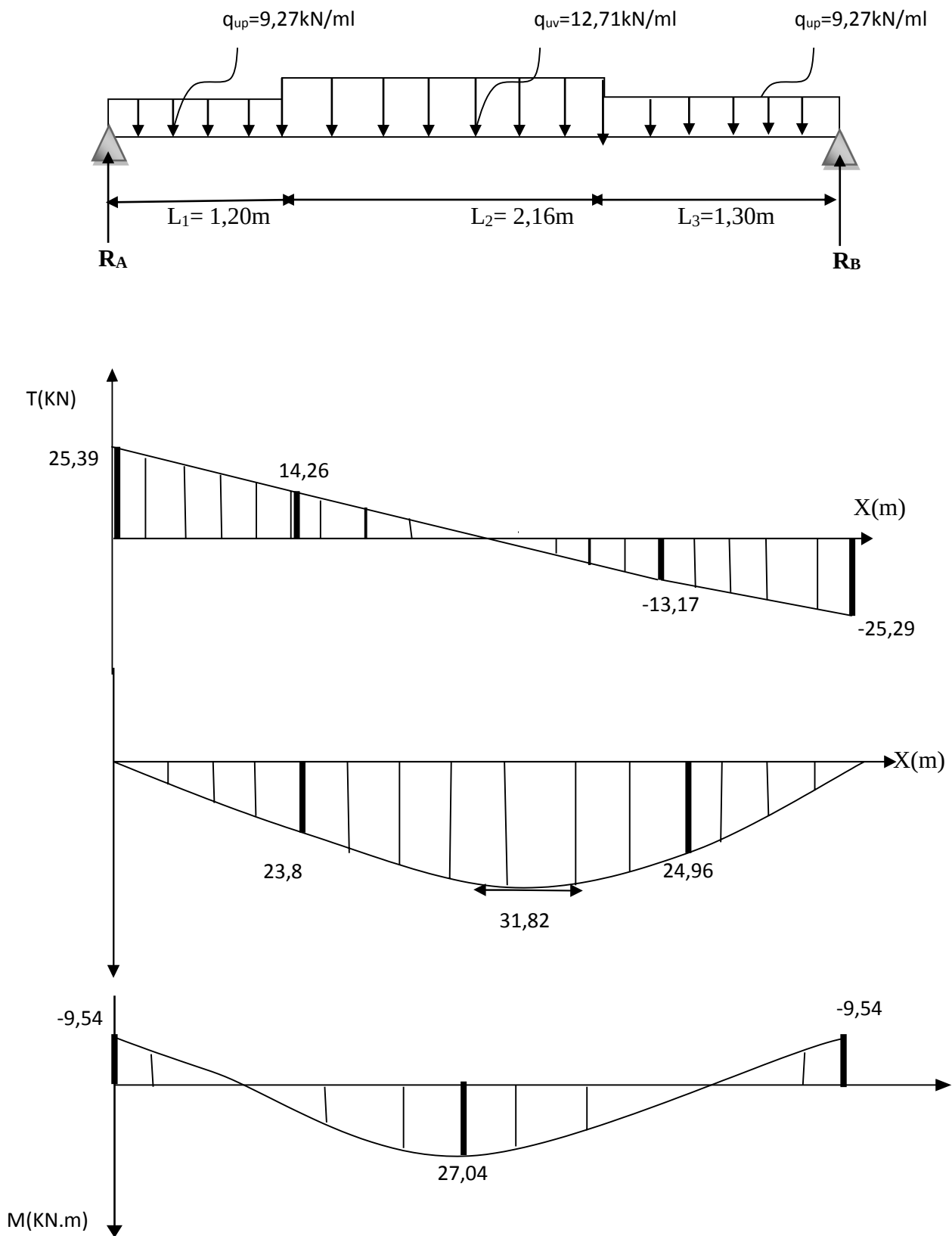


Figure III- 3-4) Diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS.

III- 3-2-7) Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures.....(Art. A.5.3,2 BAEL91/99)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **Contrainte de compression dans le béton:**

On doit donc s'assurer que: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ k_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \end{array} \right. \quad \text{Donc: } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,932 \Rightarrow \alpha_1 = 0,204 \text{ et } K_1 = 58,53$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1.d.A_a} = \frac{9,54 \times 10^6}{0,932 \times 180 \times 3,14} = 181,10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{k_1} = \frac{181,10}{58,53} = 3,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 18} = 0,429$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,900 \Rightarrow \alpha_1 = 0,300 \text{ et } K_1 = 35$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{27,04 \times 10^6}{0,900 \times 180 \times 770} = 216,77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{k_1} = \frac{216,77}{35} = 6,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche**(Art B.6.8, 424 BAEL 91/99)

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L'} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{4,66} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L'} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{0,2}{4,66} = 0,04 \leq \frac{27,04}{10 \times 27,04} = 0,01 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,70}{100 \times 18} = 0,0045 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche:

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t l^2}{10EI_f} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4660}{500} = 9,32mm$

Avec

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différé. ($E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.9MPa$).

E_i : Module de déformation instantanée ($E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2MPa$).

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_{fv}, I_{fi} : Inertie fictive pour les charges respectivement de longue et courte durée ;

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} ; I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_i}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au CDG.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 7,70 = 2115,5 \text{ cm}^2$$

• **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx**

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15Ad$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7,70 \times 18 = 22079 \text{ cm}^3$$

$$S_{/xx} = \mathbf{22079 \text{ cm}^3}$$

- **Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{22079}{2115,5} = 10,43 \text{ cm} ; \text{ Donc } V_1 = \mathbf{10,43 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,43 = 9,57 \text{ cm} ; \text{ Donc } V_2 = \mathbf{9,57 \text{ cm}}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st}(V_2 - c)^2 = (9,57^3 + 10,43^3) \frac{100}{3} + 15 \times 7,70(9,57 - 2)^2$$

$$I_0 = \mathbf{73655,18 \text{ cm}^4}$$

- **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{7,70}{100 \times 18} = 0,004 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A} = \frac{9,54 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 7,70} = 69,87 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,004 \times (2 + 3)} = 5,25$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 2,1$$

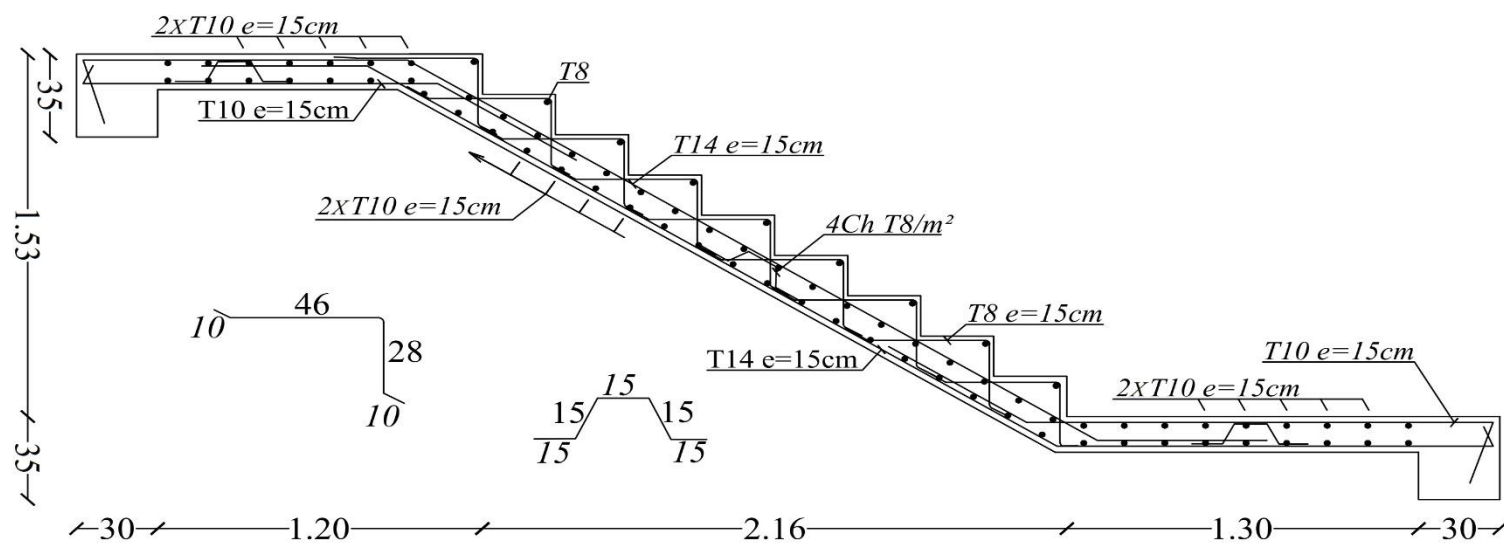
$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0043 \times 69,87 + 2,1} = 0,14$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 73655,18}{1 + 0,14 \times 2,1} = 62612,59 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_{ts} \times L^2}{10 \times E_u \times I_{fv}} = \frac{9,54 \times 10^6 \times 4660^2}{10 \times 10818,86 \times 62612,59 \times 10^4}$$

$$f = 3,05 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9,32 \text{ mm} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Flèche admissible}}$$



FigureIII-3-5) :Schéma de ferrailage de l'escalier

III-4) Etude de la poutre palière :

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.

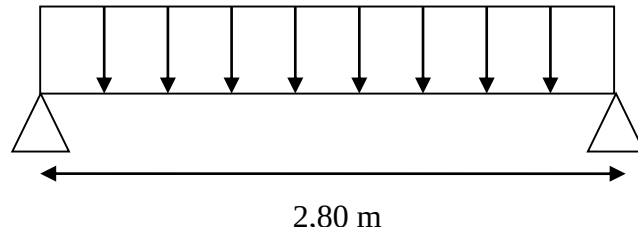


Figure III-4-1) : Schéma statique de la poutre palière.

III-4-1) Pré dimensionnement :

➤ **La hauteur h_t :** est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad L_{\max} : \text{longueur libre entre nus d'appuis.}$$

$$L_{\max} = 280 \text{ cm.}$$

$$\frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18.66 \leq h \leq 28$$

On opte pour : $h = 30\text{cm}$.

➤ **Largeur :**

La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

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

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} -b=25\text{cm} \geq 20\text{cm.} \\ -h=30\text{cm} \geq 30\text{cm.} \\ -h/b=1.2 \leq 4. \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

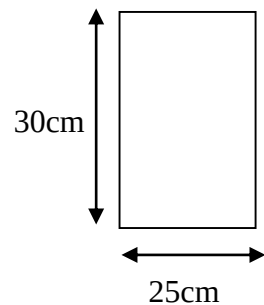


Figure III-4-2) : Section de la poutre palière.

✓ Donc on adopte une section de : **(25 x 30) cm²**.

III-4-2) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/ml}$.
- Poids du mur $G_M = 2.36 \times (1.53 - 0.3) = 2.90 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = R_B = 34,93 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = R_B = 25,23 \text{ KN/ml}$.

III-4-3) combinaison de charge :

- **Poids propre de la poutre à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 2.9) + 34,93 = 41,37 \text{ KN/ml} \longrightarrow q_u = 41,37 \text{ KN/ml}$$

- **Poids propre de la poutre à l'ELS :**

$$q_s = G + R_s$$

$$q_s = (1.5 + 2.9) + 25,23 = 30 \text{ KN/ml} \longrightarrow q_s = 30 \text{ KN/ml}$$

III-4-4) Calcul à l'ELU :**❖ Calcul des efforts internes :****Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{41,37 \times 2,8^2}{8} = 40,54 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

- **Réactions d'appuis :** $R_A = R_B = T_u^{max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{41,37 \times 2,8}{2} = 57,91 \text{ KN}$.

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_u^a = -0.3M_u = -0.3 \times 40,54 = -12,16 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0.85M_u = 0.85 \times 40,54 = 34,45 \text{ KN.m}$$

❖ Diagramme du moment et de l'effort :

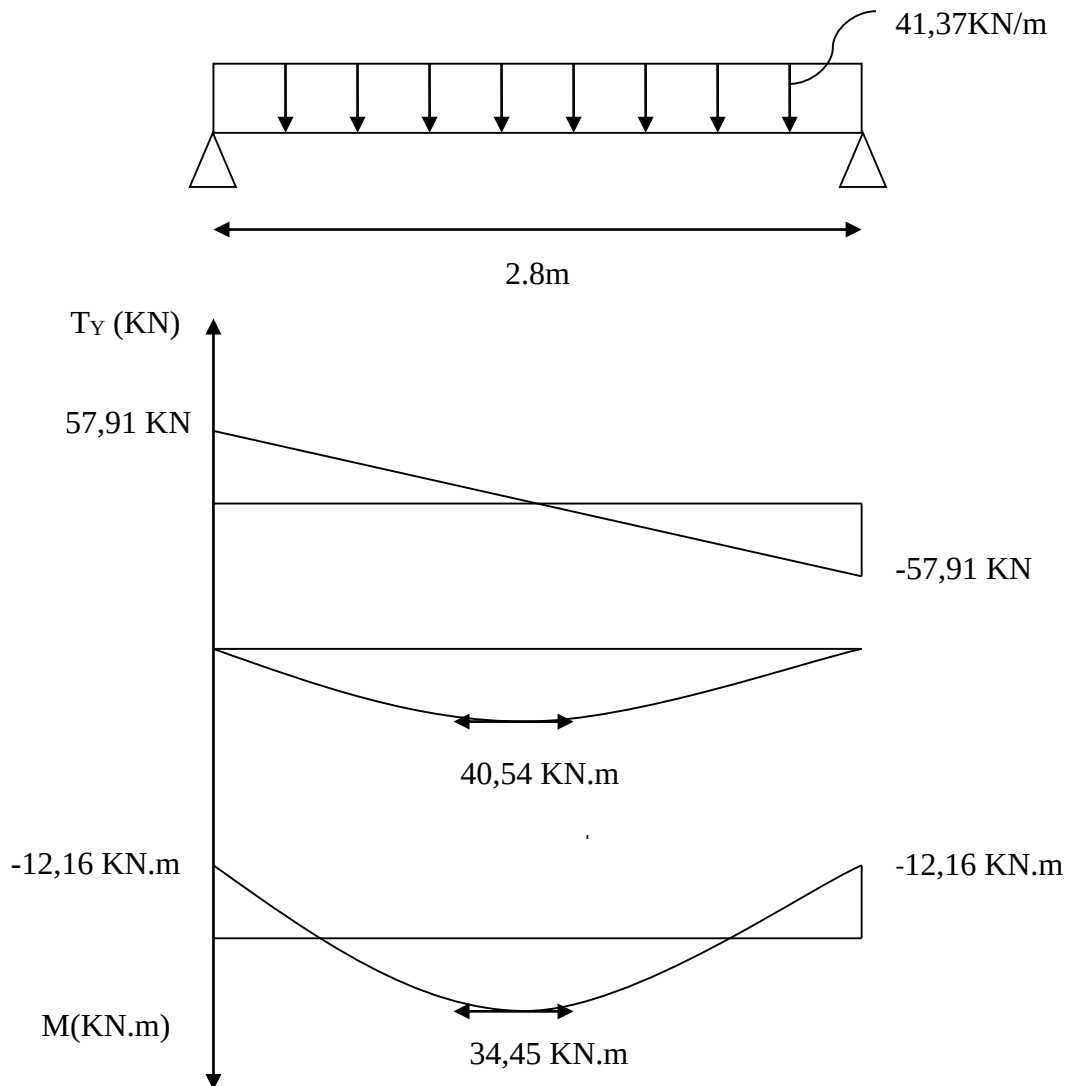


Figure III-4-3) Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-4-5) Calcul des armatures :

$h = 30 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$.

1. Armatures principales :

❖ Aux appuis : $M_u^a = 12,16 \text{ KN.m}$.

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,16 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,044$$

$$\mu_a = 0,044 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_a = 0,044 \longrightarrow \beta = 0,978.$$

$$A_{ap} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,16 \times 10^6}{0,978 \times 280 \times 348} \times 10^{-2} = 1,27 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature 3HA12 ($A_t = 3,39 \text{ cm}^2$).

❖ **En travées :**

$$M_u^t = 34,45 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_a = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34,45 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,124.$$

$$\mu_a = 0,124 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_a = 0,124 \longrightarrow \beta = 0,934$$

$$A_{ap} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34,45 \times 10^6}{0,934 \times 280 \times 348} \times 10^{-2} = 3.78 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature 3HA14 ($A_t = 4,62 \text{ cm}^2$).

2. Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8 ; 25 \} = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadre et une épingle en HA8 $\longrightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

III-4-6) Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL) :**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_A = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{La condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{La condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91 Révisées 99 Art.5.1.211) (cisaillement) :**

On doit vérifier que $\tau < \bar{\tau}_u$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{57,91 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,82 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{\max}$: Effort tranchant maximal.

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**, il n'y a pas de risque de cisaillement.

❖ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A.6.1.3/BAEL99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{seu} .$$

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

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

Avec :

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barres.

Ψ_s : coefficient de scellement. $\Psi_s = 1,5$ pour HA

$$\sum u_i = n \times \Pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,18 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{57,91 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,8} = 1,74 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Influence de l'effort tranchant :

$$A_{S \text{ adoptée}} > A_{S \text{ ancrée}} = \frac{\gamma_s \times T_u^{\max}}{f_e}$$

$$A_{S \text{ ancrée}} = \frac{1.15 \times 57,91 \times 10^3}{400} = 1.66 \text{ cm}^2$$

$A_{S \text{ adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,66 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.**

❖ Influence sur le béton :

$$\frac{2 T_u^{\max}}{0.9 \times b_0 \times d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec :} \quad T_u^{\max} \leq \frac{0.8 \times 0.9}{2} \frac{f_{c28} \times b_0 \times d}{\gamma_b}$$

$$T_u^{\max} \leq 0.36 \frac{f_{c28} \times b_0 \times d}{\gamma_b}$$

$$T_u^{\max} = \frac{0.36 \times 25 \times 250 \times 280}{1.5} = 420 \times 10^3 \text{ KN.}$$

$T_{\max} = 57,91 \text{ kN} < 420 \times 10^3 \text{ KN} \dots\dots\dots$ **La condition est vérifiée.**

❖ Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

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

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49,38 \text{ cm.}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale 0.4 l_s pour les aciers
 $HA_{Lad} = 0.4 l_s = 0.4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm.}$

❖ Exigence du RPA (Art 7.5.2.1 RPA 99 version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% *en* toute section (0.5% de S).

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

$$A_s = 3HA14 + 3HA12 = 8,01 \text{ cm}^2.$$

$$0.5\% \text{ de } S = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 8,01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 3.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **La condition est vérifiée.**

❖ **Ecartement des barres :**

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

a. En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.8 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7,5 \text{ cm} ; 9,6 \text{ cm} \}$$

On prend : $S_t = 7 \text{ cm}$.

b. En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}.$$

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

NB : les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

III-4-7) Calcul à l'état limite de service ELS :❖ **Calcul des efforts internes :****- Le moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{30 \times 2,8^2}{8} = 29,4 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{30 \times 2,8}{2} = 42 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -0.3 \times 29,4 = -8,82 \text{ KN.m}.$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 0.85 \times 29,4 = 24,99 \text{ KN.m}$$

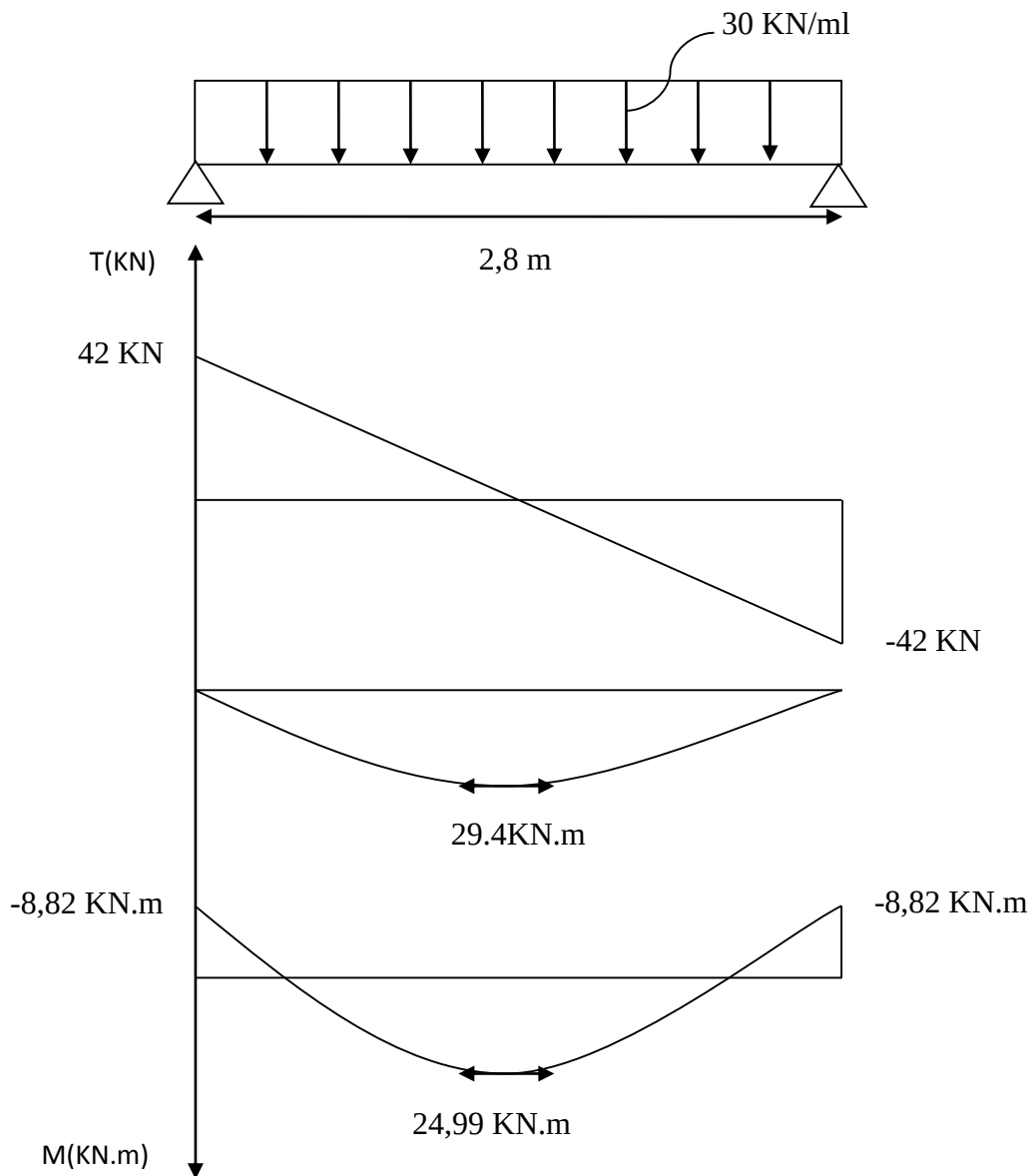


Figure III-4-4) Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-4-8) Vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes :

➤ Aux appuis : $M_{ap} = 8,82 \text{ kN.m}$; $d = 28 \text{ cm}$.

$$\rho = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,483$$

$$\rho = 0.483 \begin{cases} \beta_1 = 0.895 \\ K_1 = 32.62 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sAp}}{\beta_1 \times d \times A_{ap}} = \frac{8.82 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 103.82 \text{ MPa}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$

$\sigma_{st} = 103.82 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.

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

$$\sigma_b = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec: } K = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{32.62} = 0.030.$$

$$\sigma_b = 0.030 \times 103.82 = 3.11 \text{ MPa}.$$

$\sigma_b = 3.11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.

➤ En travée : $M_t = 24.99 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.661$$

$$\rho = 0.661 \begin{cases} \beta_1 = 0.881 \\ K_1 = 27.02 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{24.99 \times 10^3}{0.881 \times 28 \times 4.62} = 219.27 \text{ MPa}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$

$\sigma_{st} = 219.27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.

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

$$\sigma_b = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec: } K = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{27.02} = 0.03.$$

$$\sigma_b = 0.03 \times 219.27 = 6.57 \text{ MPa}.$$

$\sigma_b = 6.57 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.

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

Avant de procéder au calcul de la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

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

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

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec : h : la hauteur totale.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

M₀ : valeur maximum du moment isostatique.

A : section des armatures.

b : longueur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

Donc on a :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,30}{2,80} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,0625. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0,30}{2,80} = 0,10 > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{34,45}{40,49} = 0,085 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 > \frac{A}{b \cdot d} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

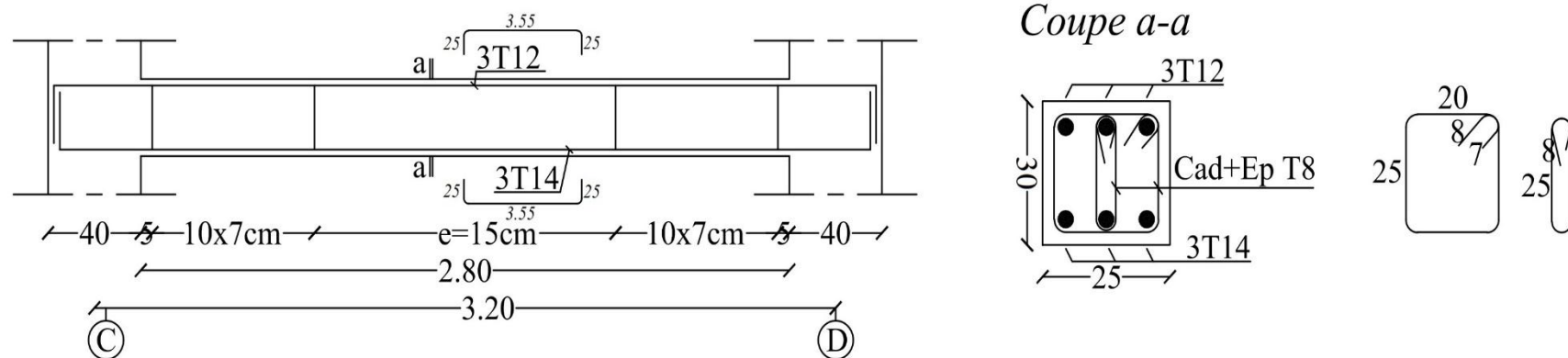


Figure III-4-5) Ferrailage de la poutre palière.

III-5) Calcul de la charpente :**III-5-1) Introduction :**

La charpente est l'ensemble des pièces en bois (pannes, chevrons, liteaux...) qui portent la couverture, les charpentes présentent diverses formes et différentes pente d'inclinaison suivant les régions et les types de couverture.

Notre bâtiment comporte une charpente en bois qui supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente deux versants inclinés d'un angle de 22°.

III-5-2) Détermination des charges et surcharges :**➤ Charges permanentes :**

Poids propre des tuiles et des liteaux :

$$G_t = 0.4 \text{ kN/m}^2$$

Poids propre des pannes et des chevrons :

$$G_p = 0.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\longrightarrow G = G_t + G_p = 0.4 + 0.1 = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

➤ Charge d'exploitation :

Poids de la neige : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

➤ combinaison des charges :

- A l'état limite ultime E.L.U :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q = 1.35 \times 0.5 + 1.5 \times 1 = 2.175 \text{ kN/m}^2$$

- A l'état limite de service E.L.S :

$$q_s = G + Q = 0.5 + 1 = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

➤ Choix des sections :

Le choix de section des éléments sont conditionnées par le marché, c'est pour cela que notre choix se portera sur les sections le plus commercialisées :

On adoptera les sections suivantes :

- Les pannes (120x250) mm²
- Les chevrons (40x60) mm²
- Les liteaux (30x30) mm²

III-5-3) Calcul des éléments de la toiture :**III-5-3-1) Calcul des pannes :**

- **Définition :**

Les pannes sont des pièces de bois horizontales appuyées sur les poutres, elles portent les chevrons. On distingue trois types de panne :

- la panne faîtière
- la panne sablière
- les pannes intermédiaires (pannes courantes)

- **Efforts revenants aux pannes :**

-La portée des pannes est de : $L_p=4m$

-Espacement des pannes est de : $e_p=1m$

$$q_p = q_s \times e_p = 1.5 \times 1 = 1.5kN/ml$$

- **Dimensionnement de la panne :**

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p :

Détermination de q_y , q_z :

$$q_y = q_p \times \sin \alpha = 1.5 \times \sin 22^\circ = 0.561kN/ml$$

$$q_z = q_p \times \cos \alpha = 1.5 \times \cos 22^\circ = 1.39kN/ml$$

Moments de flexion :

$$M_{fy} = q_{pz} \times \frac{L_p^2}{8} = 1.39 \times \frac{4^2}{8} = 2.78kN.m$$

$$M_{fz} = q_{py} \times \frac{L_p^2}{8} = 0.561 \times \frac{4^2}{8} = 1.122kN.m$$

➤ **Vérification de contrainte admissible de bois :**

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie **I**, et d'après les règles CB71. [5] la contrainte admissible forfaitaire σ_f dans ce bois travaillant en flexion simple est

$$\bar{\sigma}_f = 142daN/cm^2.$$

On doit vérifier que : $\sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}} \leq \bar{\sigma}_f$

σ_f : Contrainte dans le bois.

$\bar{\sigma}_f$: Contrainte limites admissible dans le bois.

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{12 \times 25^3}{12} = 15625 \text{ cm}^4.$$

$$I_{zz} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{25 \times 12^3}{12} = 3600 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_f = \frac{2.78 \times 10^4}{15625} \times \frac{25}{2} + \frac{1.122 \times 10^4}{3600} \times \frac{12}{2} = 40.94 \text{ daN/cm}^2.$$

$$40.94 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche :

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} \quad [\text{Art: 4.962/CB71}]$$

$$\bar{f} = \frac{400}{300} = 1.33 \text{ cm.}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

Avec :

E_f : Module de déformation du béton.

$$E_f = 11000 \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$$

Alors :

$$f = \frac{5 \times 40.94 \times 400^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{25}{2}} = 0.416 \text{ cm}$$

$$f = 0.416 \text{ cm} < \bar{f} = 1.33 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La section des pannes admise est (120x250) mm².

III-5-3-2) Calcul des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

• Efforts revenants aux chevrons :

-La portée des chevrons est de : $L_p = 1 \text{ m}$

-Espacement des chevrons est de : $e_p = 40 \text{ cm}$

$$G_c = b \times h \times \rho \longrightarrow \rho_{\text{bois}} = 6.5 \text{ kN/m}^3.$$

$$G_c = (0.04 \times 0.06) \times 6.5 = 0.0156 \text{ kN/ml}$$

$$G = G_c + G_{lit} = (0.04 \times 0.06) \times 6.5 + (0.4 \times 0.4 \times 6.5) = 1.05 \text{ kN/ml}$$

$$q_c = G + Q = 1.05 + 0.4 = 1.45 \text{ kN/ml}$$

- **Moment de flexion :**

$$M_0 = \frac{q_c \times L_c^2}{8} = \frac{1.05 \times 1^2}{8} = 0.13 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte de la continuité des appuis :

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = 0.8 \times M_0$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.66 \times M_0$$

$$M_a = 0.8 \times 0.13 = 0.105 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.66 \times 0.13 = 0.086 \text{ kN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_f = \frac{M_f \times v}{I} \leq \bar{\sigma}_f$$

La contrainte admissible est $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$.

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{4 \times 6^3}{12} = 72 \text{ cm}^4.$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{fa} = \frac{M_{fa} \times v}{I} = \frac{0.105 \times 10^4 \times 3}{72} = 43.75 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\sigma_{fa} = 43.75 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\sigma_{ft} = \frac{M_{ft} \times v}{I} = \frac{0.086 \times 10^4 \times 3}{72} = 35.83 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\sigma_{ft} = 35.83 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

La valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couvertures (chevrons, linteaux) est :

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{100}{200} = 0.5 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

Avec : $E_f = 11000 \times \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$

En travée : $f = \frac{5 \times 35.83 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{6}{2}} = 0.095 \text{ cm} < \bar{f} = 0.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Aux appuis : $f = \frac{5 \times 43.75 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{6}{2}} = 0.116 \text{ cm} < \bar{f} = 0.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

La section des chevrons est admise (40x60) mm².

III-5-3-3) Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée :

✓ A l'état limite de service E.L.S :

$$q_s = G + Q = 0.4 + 1 = 1.4 \text{ kN/m}^2$$

.Efforts revenants aux liteaux :

-La portée des liteaux est de : $L=40 \text{ cm}$.

-Espacement des liteaux est de : $e_1=32 \text{ cm}$.

$$q_1 = q_s \times e_1 = 1.4 \times 0.32 = 0.448 \text{ kN/ml}$$

.Détermination de q_y , q_z :

$$q_{1y} = q_1 \times \sin \alpha = 0.448 \times \sin 22^\circ = 0.167 \text{ kN/ml}$$

$$q_{1z} = q_1 \times \cos \alpha = 0.448 \times \cos 22^\circ = 0.415 \text{ kN/ml}$$

Moments de flexion :

$$M_{fy} = q_{1z} \times \frac{L_1^2}{8} = 0.415 \times \frac{0.32^2}{8} = 0.005 \text{ kN.m}$$

$$M_{fz} = q_{1y} \times \frac{L_1^2}{8} = 0.167 \times \frac{0.32^2}{8} = 0.002 \text{ kN.m}$$

➤ Vérification de contrainte admissible de bois :

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie **I**, et d'après les règles CB71. [5] la contrainte admissible forfaitaire σ_f dans ce bois travaillant en flexion simple est

$$\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2.$$

On doit vérifier que : $\sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}} \leq \bar{\sigma}_f$

σ_f : Contrainte dans le bois.

$\bar{\sigma}_f$: Contrainte limites admissible dans le bois.

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{3 \times 3^3}{12} = 6.75 \text{ cm}^4.$$

$$I_{zz} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{3 \times 3^3}{12} = 6.75 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_f = \frac{0.005 \times 10^4}{6.75} \times \frac{3}{2} + \frac{0.002 \times 10^4}{6.75} \times \frac{3}{2} = 15.55 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\sigma_f = 15.55 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche :

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_1}{200} \quad [\text{Art: 4.962/CB71}]$$

$$\bar{f} = \frac{40}{200} = 0.2 \text{ cm.}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_1^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

Avec :

E_f : Module de déformation du béton.

$$E_f = 11000 \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$$

Alors :

$$f = \frac{5 \times 15.55 \times 40^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{3}{2}} = 0.013 \text{ cm}$$

$$f = 0.013 \text{ cm} < \bar{f} = 0.2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La section du liteau est admise est admissible.

III-5-4.) Assemblage de la charpente :

Pour l'assemblage de notre charpente on a opté pour un assemblage avec cloué, qui est un assemblage pratique et facile à réaliser, ce type d'assemblage garantie une très bonne transmission des efforts.

Le choix du diamètre des clous est conditionné par : **(Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84)**

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre « d » des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes :

	Epaisseur	Diamètre
Bois frais et tendu Pendant la mise en œuvre	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{7}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
Bois sec et dur Pendant la mise en œuvre	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{11}$

e : épaisseur de la pièce.

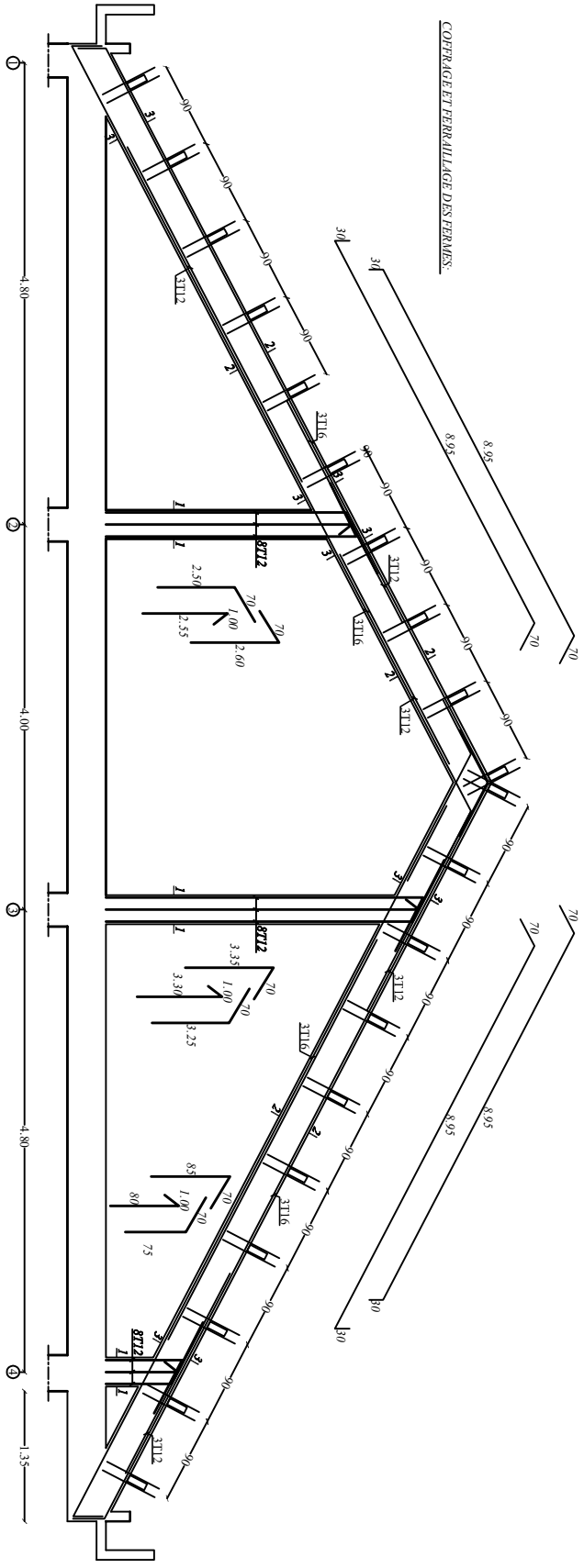
d : diamètre des clous.

Diamètre des clous qui seront utilisés pour les liteaux et les chevrons est $d \leq \frac{30}{7} = 4.28 \text{ mm}$.

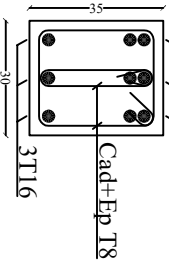
Remarque :

- L'évacuation des eaux seront assurés par des gouttières qui sont prévues sur les rives de la toiture.
- Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.
- Pour assurer la bonne stabilité des pannes, on prévoit des échantignolles.

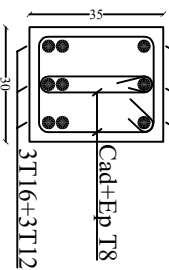
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES FERMES.



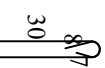
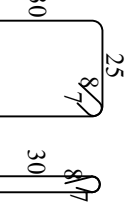
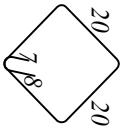
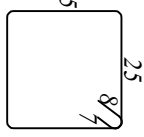
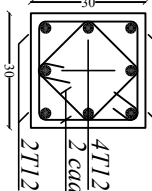
Coupe 3-3 3T16+3T12



Coupe 2-2 3T16



Coupe 1-1 2T12



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : M ^{elle} Madjene Iiza. M ^{elle} Medpour Ilaa.	TITRE : FERRAILLAGE DE LA CHARPENTE
DIRIGE PAR : Mr Louzai A	
PROMOTION 2019/2020	ECHELLE: 1/25

Chapitre IV

Etape de modélisation avec
logiciel ETABS

IV) Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe en particulier le calcul sismique qui demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.7**.

IV-1) Description du logiciel ETABS :

ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages en génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique.

Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

IV-2) Etapes de Modélisation :

Dans notre travail, on utilisera la version 9.7 dont les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle ;
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux (acier et béton) ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles...)
4. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
5. Charge dynamique (sismiques)
6. Introduction des combinaisons d'actions ;
7. Chargement des éléments ;

IV-2-1) Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après l'article 4.1.2 du RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique 02 groupe d'usage 02.

Nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures (**ETABS 9.7.**).

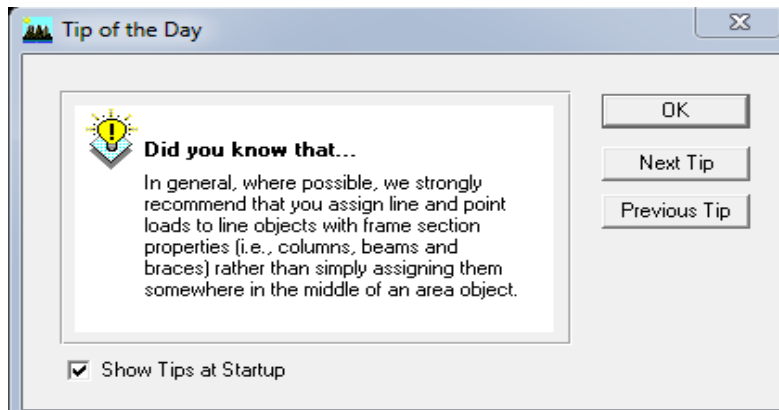
IV-2-2) principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

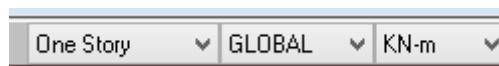
IV-3) La modélisation :

1) Introduction de la géométrie du modèle :



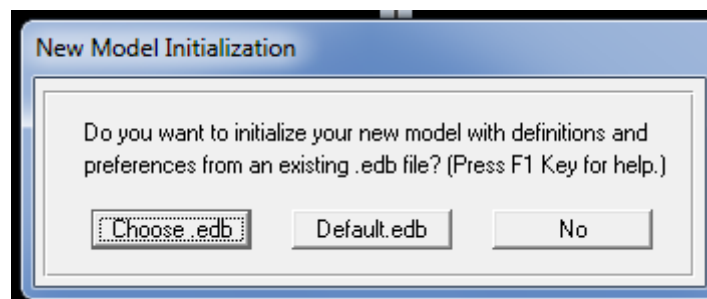
a) Choix des unités :

C'est la première étape qui vient juste après lancement de L'ETABS, elle consiste à choisir un système d'unités pour la saisie des données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN.m comme unité de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne : **File** ➡ **New model**



- « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- « **No** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Après avoir cliqué sur l'une des commandes on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- Le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- Les hauteurs des différents étages
- Le nombre d'étages
- Les longueurs des travées

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

☐ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction: 6

Number Lines in Y Direction: 4

Spacing in X Direction: 6

Spacing in Y Direction: 6

☒ Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

Story Dimensions

☐ Simple Story Data

Number of Stories: 6

Typical Story Height: 3.06

Bottom Story Height: 4.5

☒ Custom Story Data Edit Story Data...

Units

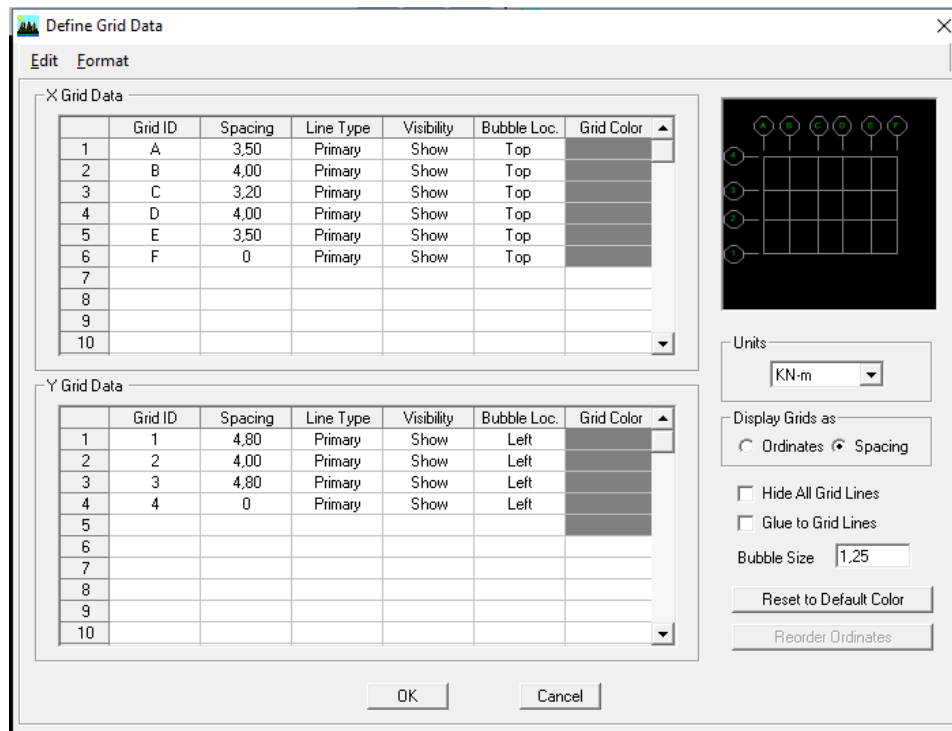
KN-m

Add Structural Objects

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

OK Cancel

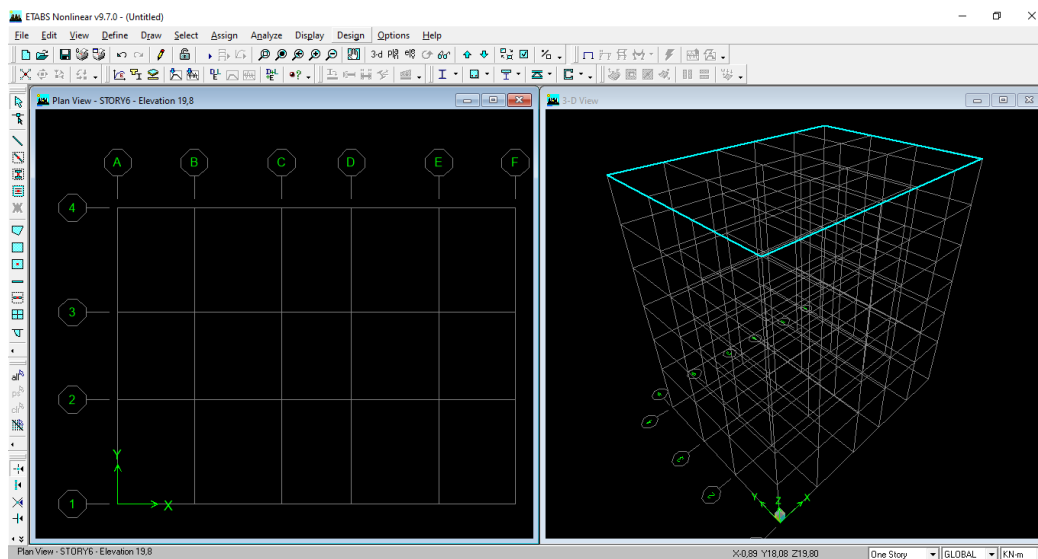
Puis on clique sur **Custom grid spacing** $\Rightarrow$ **Edit grid**



NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

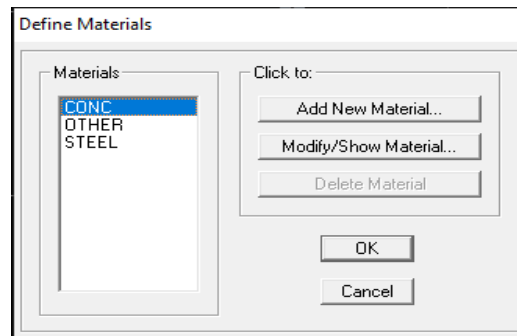
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtre représentant la structure l'une **3D** et l'autre en **2D**.



2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :

Define ⇒ Material properties ⇒ conc ⇒ Modify/ show Material



Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Material Name		Display Color	
BETON		Color	
Type of Material		Type of Design	
☒ Isotropic ☐ Orthotropic		Design: Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	2.5	Specified Conc Comp Strength, f'c	25000.
Weight per unit Volume	25.	Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000.
Modulus of Elasticity	32164200.	Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000.
Poisson's Ratio	0.2	☐ Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	13401750.		
OK		Cancel	

Define $\Rightarrow$ Material properties $\Rightarrow$ Add New Material

Material Property Data

Material Name: AUTRE

Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Display Color: Color [Red Box]

Type of Design: Design [None]

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume	0,
Weight per unit Volume	0,
Modulus of Elasticity	1,999E+08
Poisson's Ratio	0,3
Coeff of Thermal Expansion	1,170E-05
Shear Modulus	76884615,

Design Property Data

OK Cancel

3) Spécification des propriétés géométriques des éléments :

La troisième étape consiste à affecter des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires (PS) ensuite poutre de chaînage enfin poutre palière et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu Define $\Rightarrow$ Frame sections $\Rightarrow$ Add Rectangular

Poutre principale 30x40

Rectangular Section

Section Name: PP30x40

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: BETON

Dimensions:

Depth (t3)	0,4
Width (t2)	0,3

Concrete: Reinforcement...

Display Color: [Blue Box]

OK Cancel

Poutre secondaire 30x35

Rectangular Section

Section Name: PS30x35

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: BETON

Dimensions:

Depth (t3)	0,35
Width (t2)	0,3

Concrete: Reinforcement...

Display Color: [Green Box]

OK Cancel

Poutre de chaînage 25x35

Rectangular Section

Section Name: PC25x35

Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: BETON

Dimensions: Depth (t3): 0,35 Width (t2): 0,25

Concrete: Reinforcement...

Display Color: [Blue]

OK Cancel

On procède de la même manière pour les poteaux :

Poteaux 40x40

Rectangular Section

Section Name: POT40x40

Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: BETON

Dimensions: Depth (t3): 0,4 Width (t2): 0,4

Concrete: Reinforcement...

Display Color: [Yellow]

OK Cancel

Poteaux 35x35

Rectangular Section

Section Name: POT35x35

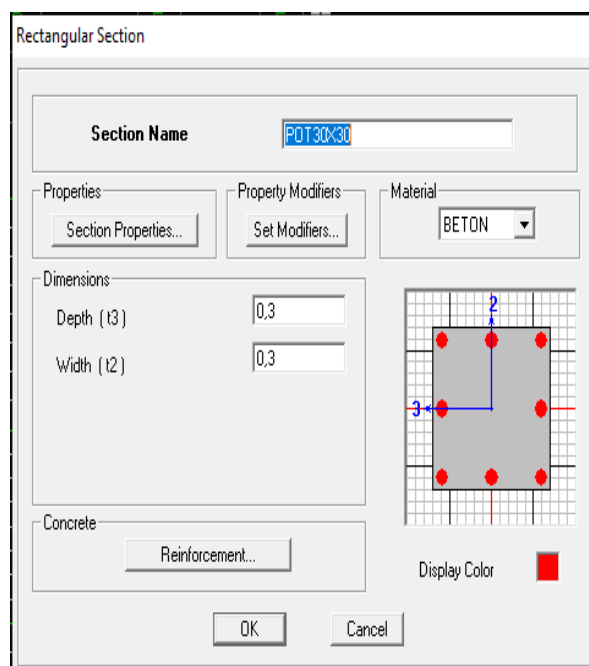
Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: BETON

Dimensions: Depth (t3): 0,35 Width (t2): 0,35

Concrete: Reinforcement...

Display Color: [Magenta]

OK Cancel

Poteaux 30x30

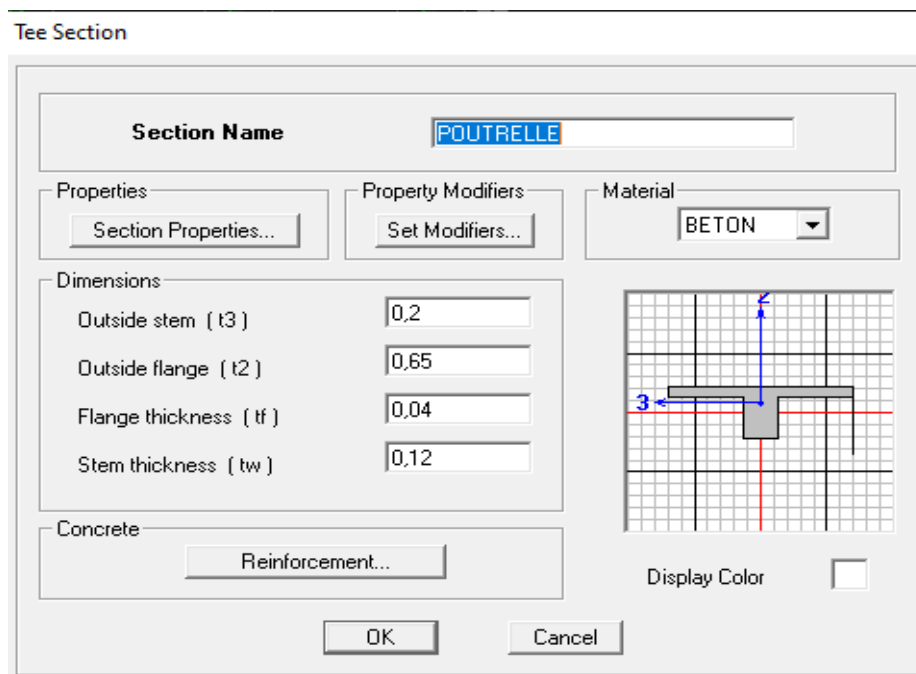
The 'Rectangular Section' dialog box is used to define the properties of a rectangular section. It includes the following fields and controls:

- Section Name:** A text field containing 'POT30X30'.
- Properties:** A button labeled 'Section Properties...'.
- Property Modifiers:** A button labeled 'Set Modifiers...'.
- Material:** A dropdown menu set to 'BETON'.
- Dimensions:** Two input fields: 'Depth (t3)' with value '0,3' and 'Width (t2)' with value '0,3'.
- Concrete:** A button labeled 'Reinforcement...'.
- Display Color:** A color selection button showing a red square.
- OK** and **Cancel** buttons at the bottom.

A graphical representation of a rectangular section is shown on the right, with dimensions t2 and t3 indicated by blue arrows.

Cette boîte de dialogue nous permet aussi de définir les poutrelles.

Les poutrelles : choisir **add Tee**.



The 'Tee Section' dialog box is used to define the properties of a T-section. It includes the following fields and controls:

- Section Name:** A text field containing 'POUTRELLE'.
- Properties:** A button labeled 'Section Properties...'.
- Property Modifiers:** A button labeled 'Set Modifiers...'.
- Material:** A dropdown menu set to 'BETON'.
- Dimensions:** Four input fields: 'Outside stem (t3)' with value '0,2', 'Outside flange (t2)' with value '0,65', 'Flange thickness (tf)' with value '0,04', and 'Stem thickness (tw)' with value '0,12'.
- Concrete:** A button labeled 'Reinforcement...'.
- Display Color:** A color selection button showing a white square.
- OK** and **Cancel** buttons at the bottom.

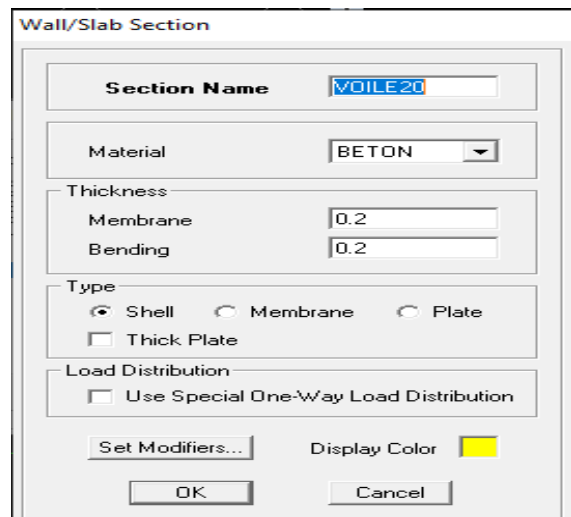
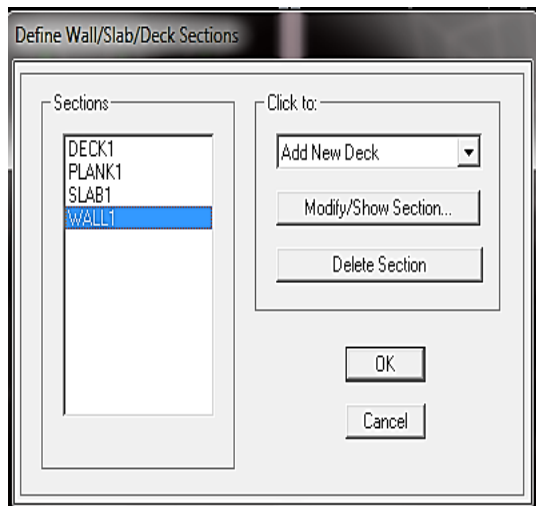
A graphical representation of a T-section is shown on the right, with dimensions t2 and t3 indicated by blue arrows.

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (plancher et voile).

On commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define ⇒ Area sections ⇒ wall/slab

Voile 20:



➤ Dessin des éléments de la structure :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

✓ Pour les poteaux :

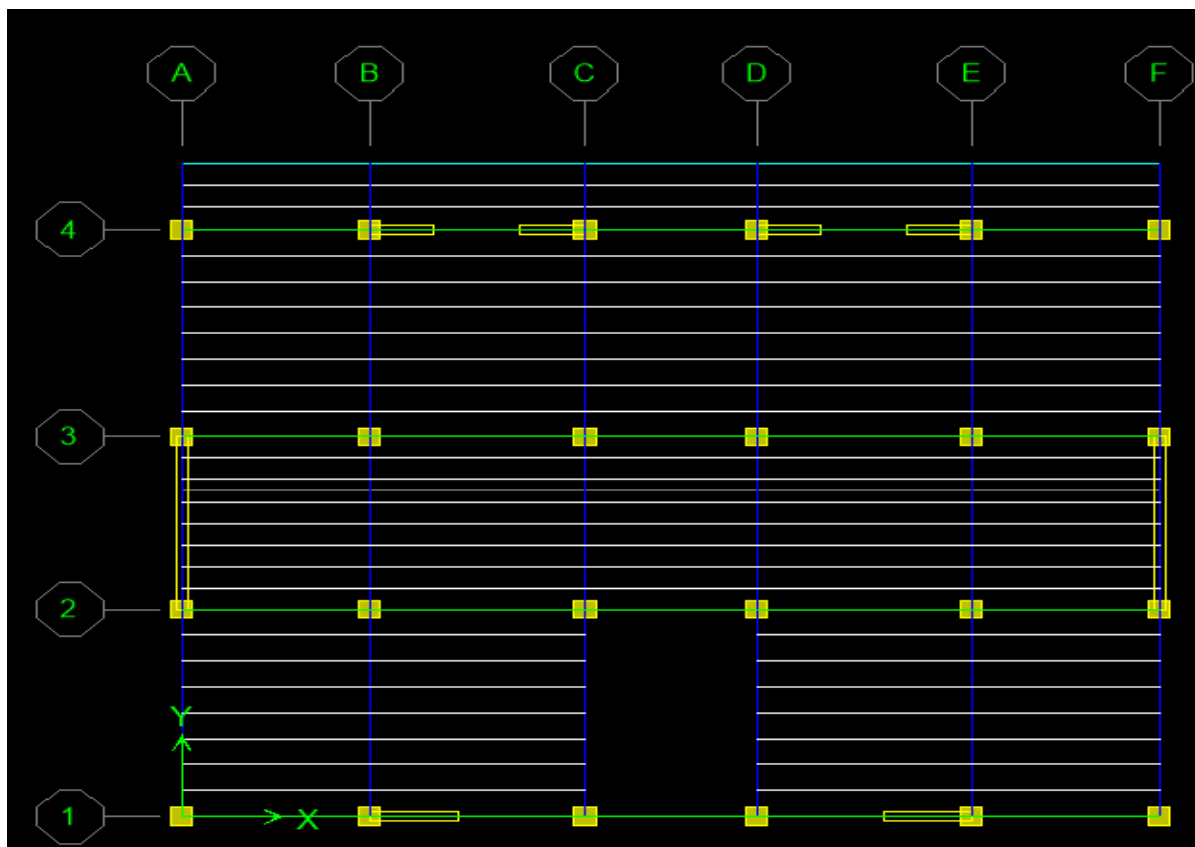


On clique sur l'icône

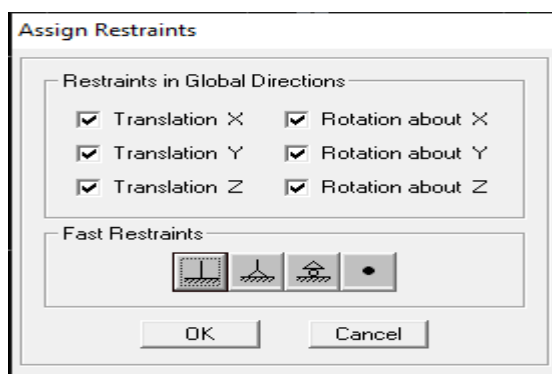
Une fenêtre s'affiche (**properties of object**) ⇒ **None** ⇒ choisit le nom de la section (pot40×40 par exemple) on valide

✓ Poutres et les voiles :

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres, et sur le bouton  pour les voiles ; on obtient la structure suivante :



Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton  La fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

➤ **Mass source :**

$$W_i = W_{Gi} + W_{Qi} \text{ (formule 4-5 RPA 99)}$$

W_i : poids total de la structure.

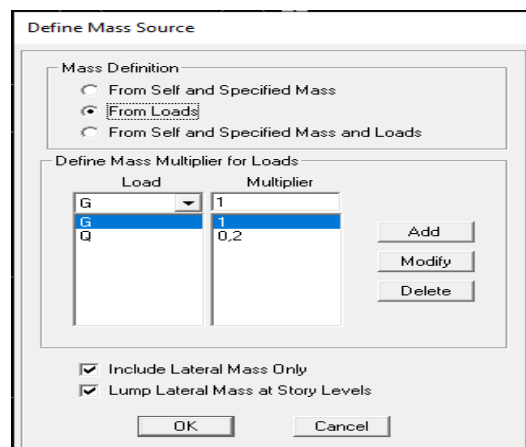
W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 RPA 99 (on le prend pour notre cas égal à 0,2 Y bâtiments d'habitation).

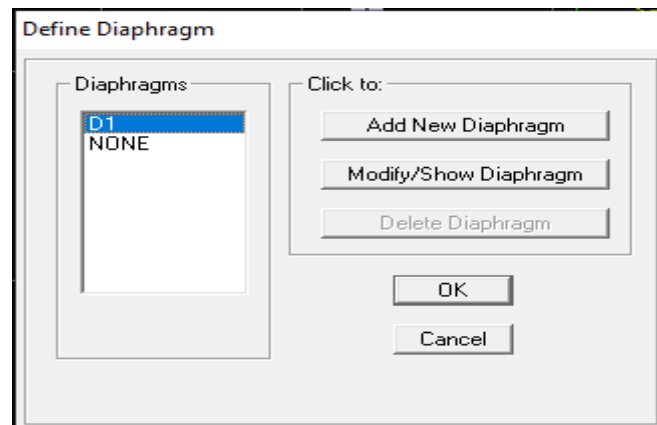
L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS.

Define ⇒ Mass source ⇒ From loads

➤ **Diaphragme :**

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de « Nœuds Maîtres ».

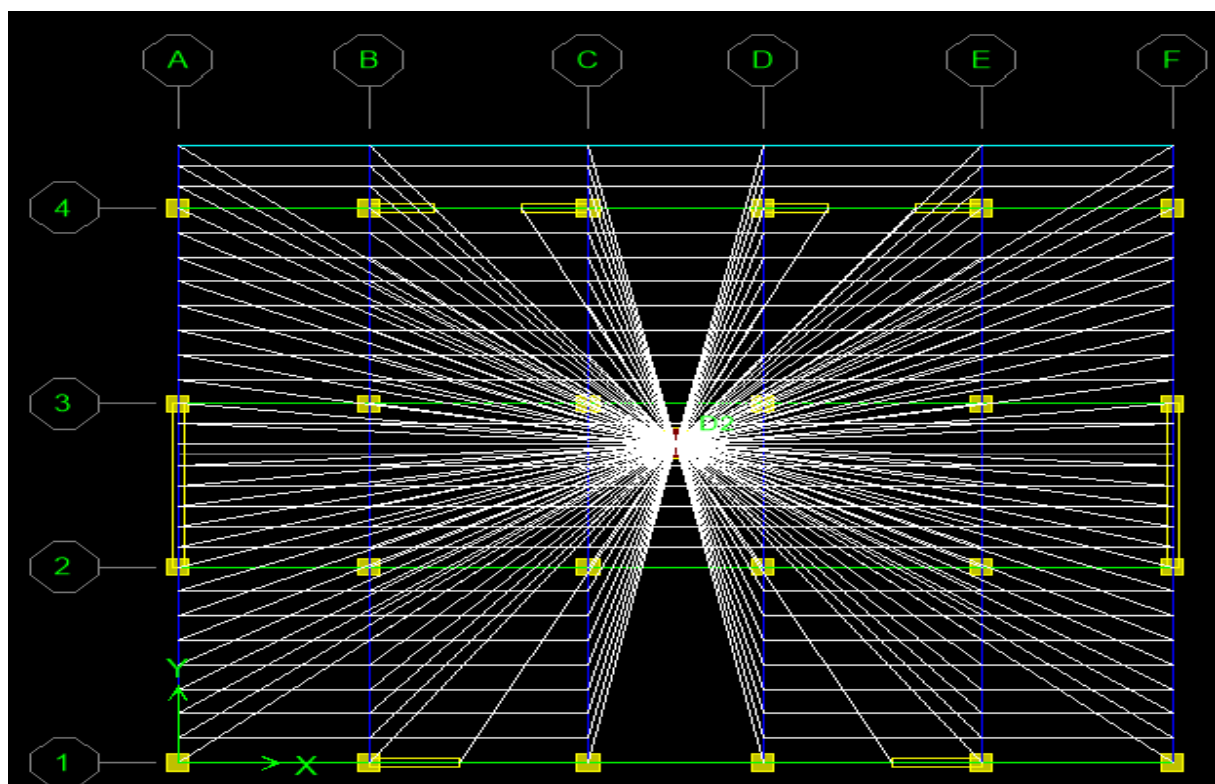
Comme les plancher sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragm ceci a pour effet réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.



Le deuxième étage :

Assign $\Rightarrow$ Joint/Point $\Rightarrow$ Diaphragms $\Rightarrow$ Add New Diaphragm $\Rightarrow$ D2 $\Rightarrow$ ok

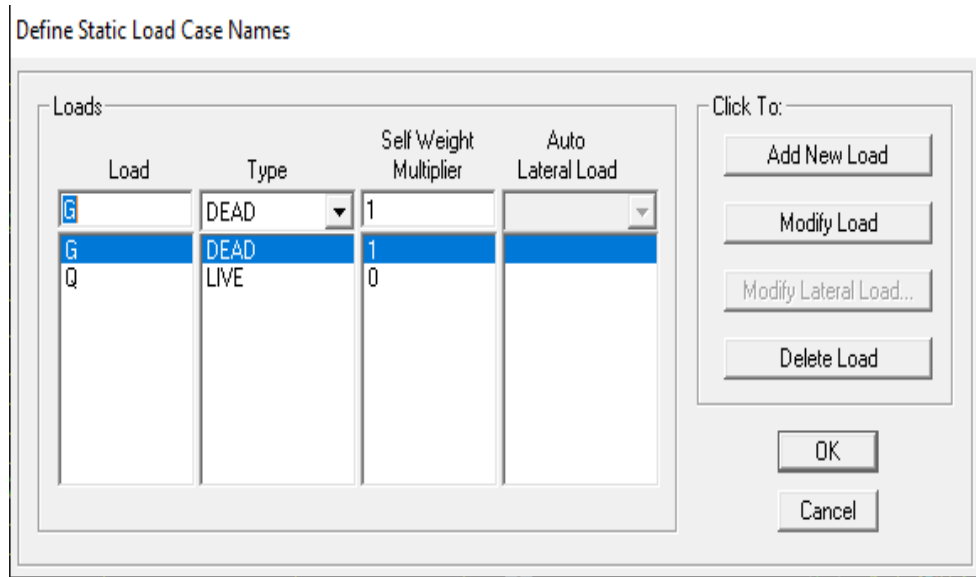
On suit la même procédure pour les autres étages.



4) Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**) et des charges d'exploitations (**Q**),

Pour les définir on clique sur : **Define** $\Rightarrow$ **Static Load Cases**



5) Charges dynamiques (sismiques) :

L'introduction du chargement dynamique (sismique) passe par trois principales étapes :

Etape 1 : Définition du spectre de réponse :

Le spectre de réponse est défini grâce à l'application externe RPA99 qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou de fichier Text en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, Coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site l'implantation). Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Text pour être ensuite importé vers l'ETABS.

Caractéristiques	Désignation
Le site	S3
La zone	Ila
Groupe d'usage	2
Amortissement	10%
Facteur de qualité Q	1,10
Coefficient de comportement R	5

Remarque :

Après les vérifications on a changé le spectre de réponse puisque Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges horizontales. D'après le **RPA99 modifié 2003** la structure est contreventée par voiles porteurs.

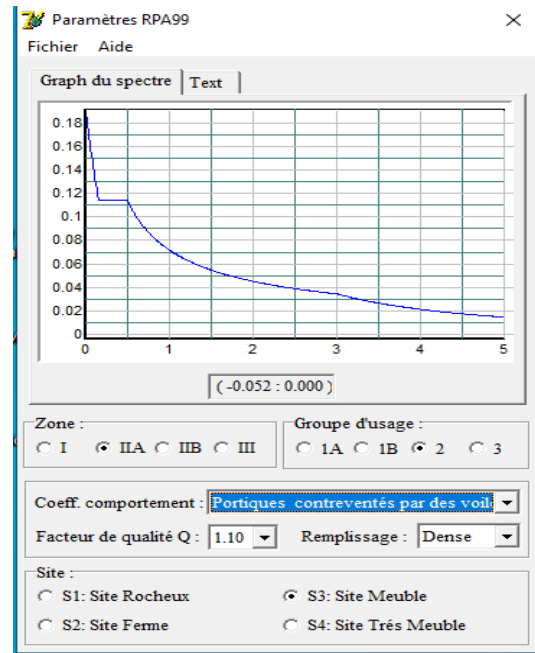
Donc le coefficient de comportement **R = 3,5**

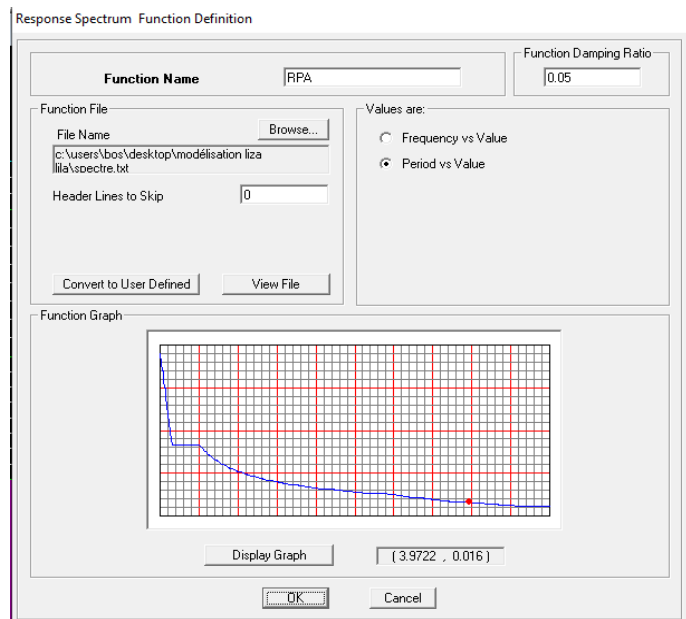
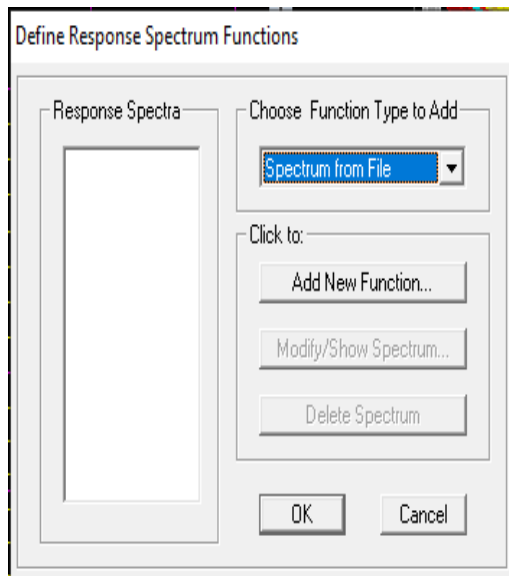
Etape 2 : introduction du spectre :

L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait suivant le cheminement suivant :

« Define _Response Spectrum functions » tel que les étapes à suivre sont les suivantes :

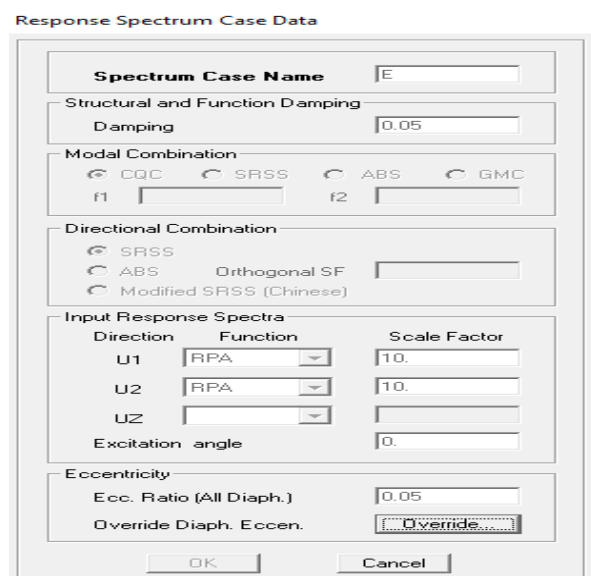
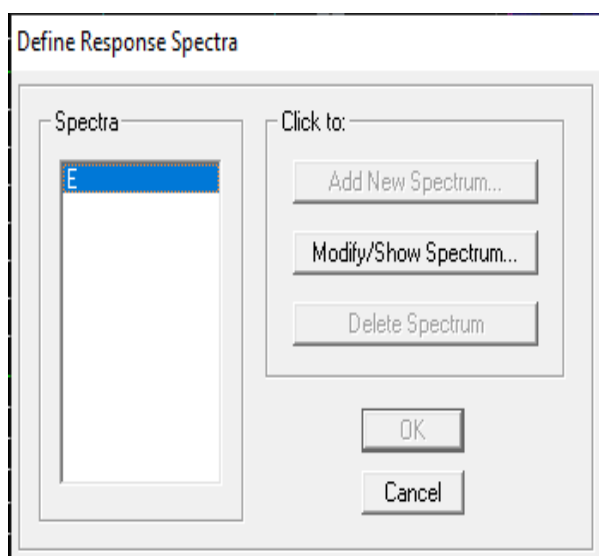
Spectrum from file ensuite new function.





Etape 3 : Définir la charge sismique :

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y et une composante verticale suivant l'axe Z (Négligée en Algérie). L'introduction de ces composantes se fait comme suit « Define _Response Spectrum Cases » ou avec l'icône «Response Spectrum Cases» tel que les étapes à suivre sont les suivantes :



6) Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations est définie comme suit :

➤ Combinaisons selon le BAEL :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

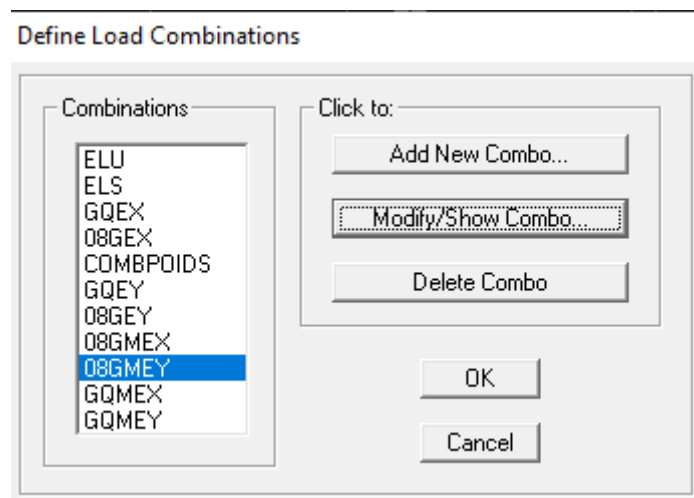
➤ Combinaisons selon le RPA :

$$\text{GQE} : G + Q \pm E$$

$$\text{08GE} : 0.8G \pm E$$

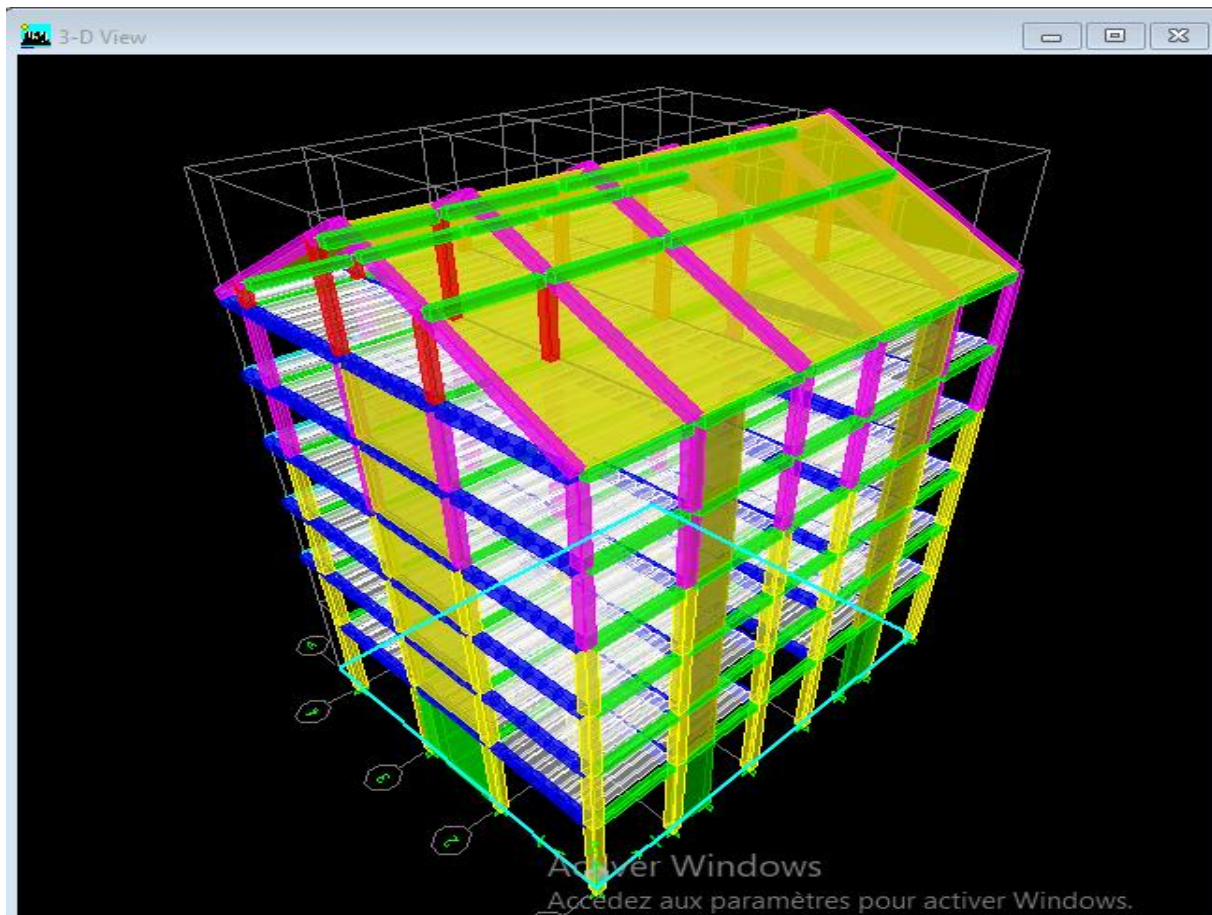
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⇒ Load combinations ⇒ Add New Combo.

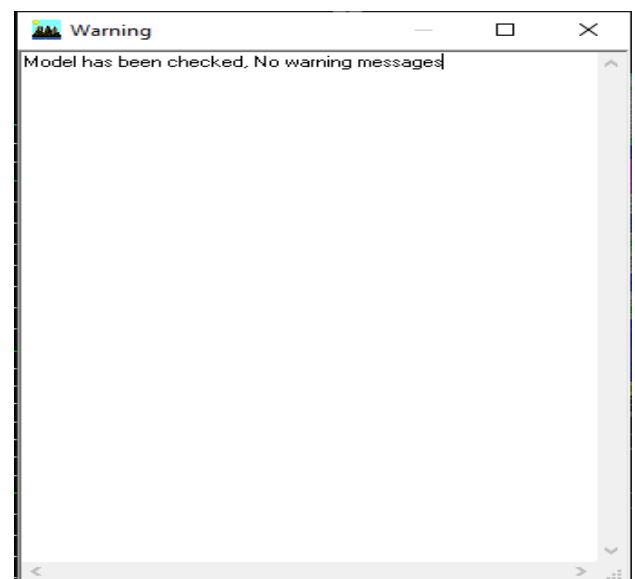
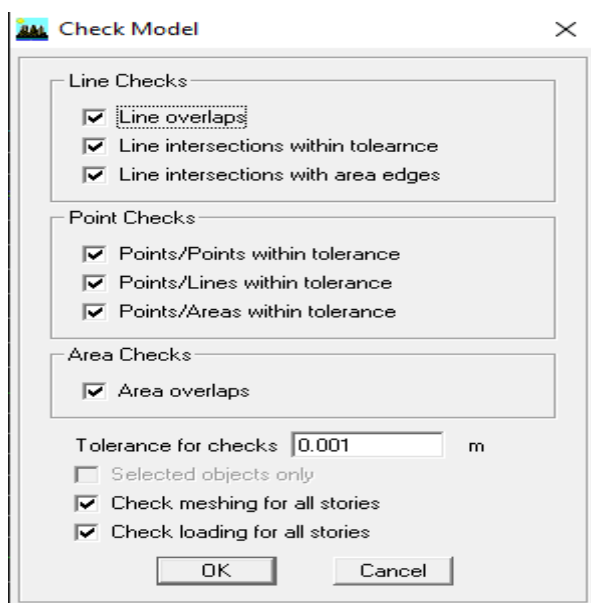


7) Chargement des éléments :

- On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **Assign ⇒ Area Loads ⇒ uniform**
- On sélectionne chaque élément linière (poutre) et on lui affecte le chargement qui lui revient en cliquant sur : **Assign ⇒ Frame/Line Loads ⇒ distributed**
- A la fin on a ajouté un étage pour modéliser la toiture en élévation.



Ensuite on lance l'analyse mais avant Ça on doit vérifier que notre structure ne contient pas de problème avec l'option analyse ensuite check modal.



Ainsi on peut lancer l'analyse en cliquant sur la touche F5.

Chapitre V

Vérification des exigences du RPA

V) Introduction :

Le séisme peut être un mouvement d'une partie de la surface de la terre, il est provoqué par des processus de déformation et de rupture à l'intérieur de la croûte. Pour cela le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions d'une manière à assurer un degré de protection acceptable. Dans ce chapitre il est question de la détermination des charges horizontales qui peuvent être engendrées par l'action sismique et leur répartition sur les différents niveaux du bâtiment Conformément au règlement parasismique algérien (RPA/version 2003).

V-1) Méthodes de calculs :

Le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismiques dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

➤ **Caractéristiques géométriques de la structure :**

Rappelons que notre structure est :

- Se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone IIa.
- Classée dans le groupe d'usage 2.
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble).

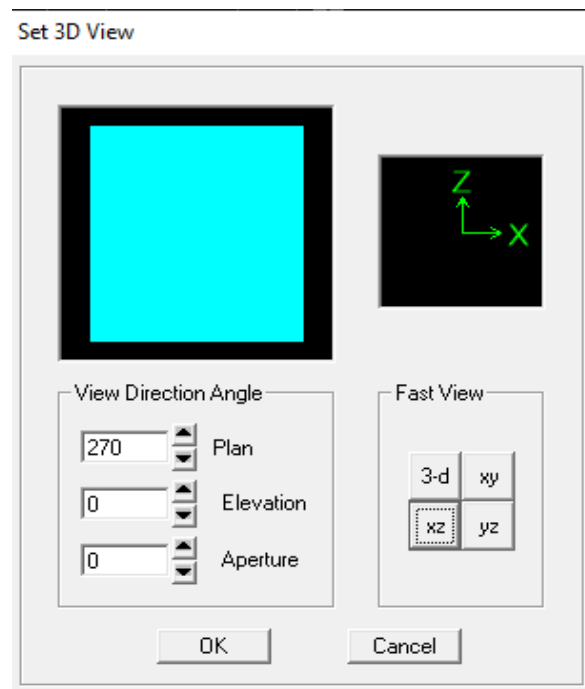
V-2) Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 mod 2003 :**V-2-1) Justification du système de contreventement :**

Notre objectif est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

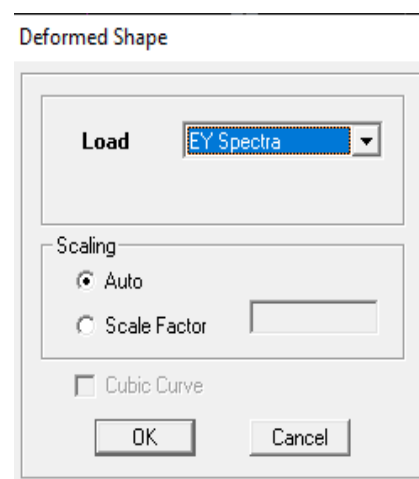
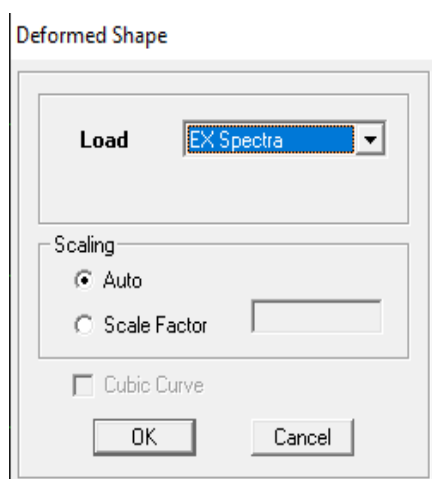
Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par le logiciel ETABS en suivant les étapes ci-après :

- Sens x-x

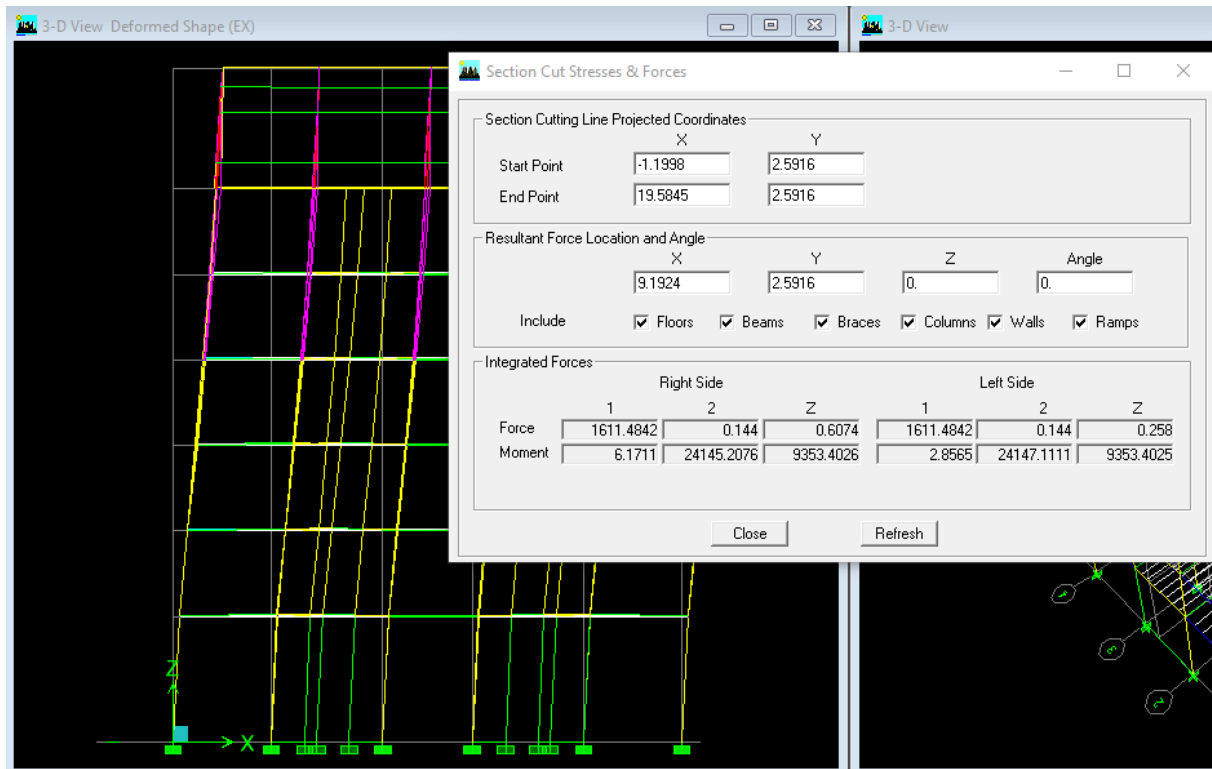
View → set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne xz on met 0 pour aperture.



Ensuite → display → show deformed shape → on sélectionne la combinaison E.



Ensuite draw → draw section cut → on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit, et on obtient cette fenêtre accompagnée Just a coté.



Pour avoir les efforts repris par les portiques, on décoche wall et on clique sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

Sens x-x :

On a :

1611,4842 → 100 %

154,2748 → X

X : Etant le % des efforts repris par les portiques.

$$X = \frac{154,2748 \times 100}{1611,4842} = 9,57 \%$$

Donc :

- Effort repris par les voiles = 90,43 %
- Effort repris par les portiques = 9,57 %

Sens y-y :

De l'ETABS on obtient les deux tableaux suivant :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X Y
-1.2459 2.684
End Point X Y
19.4459 2.684

Resultant Force Location and Angle

X Y Z Angle
9.1 2.684 0 0

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.1437	1742.2606	0.0671	0.1437	1742.2606	0.0566
Moment	26288.9763	1.8201	1860.0388	26287.0894	1.7581	1860.0388

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X Y
-1.2459 2.684
End Point X Y
19.4459 2.684

Resultant Force Location and Angle

X Y Z Angle
9.1 2.684 0 0

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1.8325	93.0669	26.6494	1.8325	93.0669	26.6494
Moment	13561.2509	197.3854	53.3558	13561.2509	197.3854	53.3558

Close Refresh

On aura :

1742,2606 → 100 %

93,0669 → X

X : Etant le % des efforts repris par les portiques.

$$X = \frac{90,5258 \times 100}{1710,9523} = 5,34 \%$$

Donc :

- Effort repris par les voiles = 94,66%
- Effort repris par les portiques = 5,34%

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison « ELU » puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

On trouve :

- Les portiques reprennent 65,38 % des forces verticales.
- Les voiles reprennent 34,62 % des forces verticales.

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges horizontales. D'après le **RPA99 modifié 2003** la structure est contreventée par voiles porteurs.

Donc le coefficient de comportement **R = 3,5**

V-2-2) La période de l'ETABS et le pourcentage de participation de la masse modale :

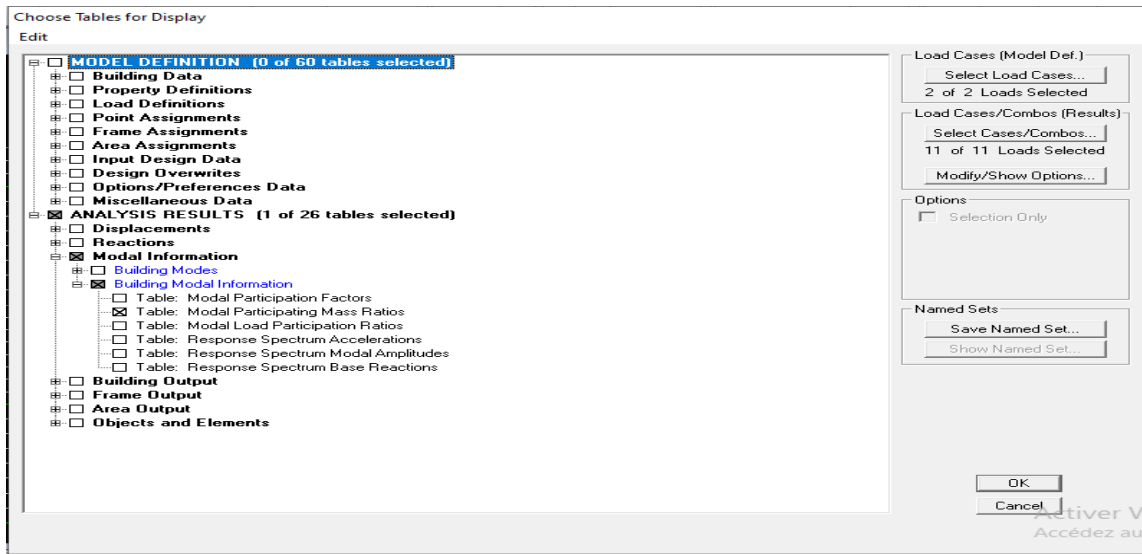
La période maximale délivré par le logiciel ETABS est obtenue dans le mode 1 qui est **0,64 s**.

Elle est obtenue de cette façon :

Display → **show tables** : un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **modal information** → **Building Modal Information**

→ **Modal Participating Mass Ratios** → **ok**



Les résultats s'afficheront comme suit :

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.649708	79.1613	0.0000	0.0000	79.1613	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.525922	0.0000	74.1613	0.0000	79.1613	74.1613	0.0000	98.3903
	3	0.409094	0.3084	0.0000	0.0000	79.4697	74.1614	0.0000	0.0000
	4	0.228206	3.1285	0.0000	0.0000	82.5981	74.1614	0.0000	0.0000
	5	0.168768	10.1403	0.0000	0.0000	92.7384	74.1614	0.0000	0.0000
	6	0.146483	0.0149	0.0010	0.0000	92.7533	74.1624	0.0000	0.0001
	7	0.114074	0.0000	18.7833	0.0000	92.7533	92.9457	0.0000	1.1631
	8	0.089134	0.0006	0.0002	0.0000	92.7539	92.9458	0.0000	0.0001
	9	0.079208	3.5165	0.0000	0.0000	96.2704	92.9458	0.0000	0.0000
	10	0.074621	0.7221	0.0000	0.0000	96.9925	92.9458	0.0000	0.0000
	11	0.056284	0.0000	0.0026	0.0000	96.9925	92.9484	0.0000	0.0005
	12	0.054396	0.0000	0.0002	0.0000	96.9925	92.9486	0.0000	0.0000

-Le premier mode de vibration est une translation suivant X, il mobilise **79,16%** de la masse.

-Le deuxième mode de vibration est une translation suivant Y, il mobilise **74,16%** de la masse.

-Le troisième mode de vibration est une torsion.

V-2-3) nombre de mode à considérer :

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.

-ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée. (Article 4.3.4 RPA 99 version 2003)

- Dans notre cas comme on peut le voir dans le tableau précédent : la somme des masses modales du 7^{ème} mode dépasse **90 %** de la masse totale du bâtiment dans les deux directions.

Avec :

Sens x-x : **92,75 %** et sens y-y : **92,94 %**.

V-2-4) Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 \frac{V}{V_t}$ (Article 4.3.6 RPA 99/ version 2003).

- **Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1. Article 4.2.3 RPA 99/ version 2003})$$

A : Coefficient d'accélération donnée par le tableau des règles RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

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.

R : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux....etc.).

W : poids de la structure.

➤ **Application :**

A : Coefficient d'accélération de zone, donnée par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa ; groupe d'usage 2 → **$A=0,15$**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Il est donné par la formule ci-dessous :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99/2003})$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site, donné par le tableau

(4.7 RPA99).

$T_2(S3) = 0,5 \text{ sec.}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad (4.3 \text{ RPA99/2003})$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Nous avons un contreventement voiles donc on prend : $\xi = 10\%$

D'où :

$$\eta = 0,76 \geq 0,7.$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

(Art 4.2.4 RPA 99/version 2003)

$$T = \min \left(C_T h_n^{3/4}; \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N dans notre cas **$h_n = 24,12\text{m}$** .

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003. Dans notre cas **$C_T = 0,05$** .

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans notre cas **$D_x = 18,65\text{m}$** et **$D_y = 14,05\text{m}$** .

➤ **Application numérique :**

$$1) T = 0,05 \times 24,12^{3/4} = 0,54\text{s.}$$

$$2) T_x = \frac{0,09 \times 24,12}{\sqrt{18,65}} = 0,50\text{s.}$$

$$3) T_y = \frac{0,09 \times 24,12}{\sqrt{14,05}} = 0,58\text{s.}$$

$$T = \min (0,54 ; 0,50 ; 0,58) = 0,50s$$

(L'article 4.24 RPA 99 version 2003) postule que :

(Les valeurs de T , à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%).

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminée suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

Tableau V-1) : valeurs de la période T .

Avec : $T_{\text{analytique}} = 0,64 s \quad \rightarrow \quad T = 1,3 T_{\text{empirique}} = 0,65s.$

On a : $T_2 \leq T \leq 3s$

$$\rightarrow D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$\rightarrow D = 2.5 \times 0,76 (0,5/0,65)^{2/3} = 1,59$$

➤ **Calcul du coefficient de comportement R :**

La valeur du coefficient de comportement R a été déterminé dans la première étape d'où

$R = 3,5.$

➤ **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^6 P_q \quad \text{Art4.4RPA99 version 2003}$$

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs des pénalités P_q :

Suivant x-x :

Critère q	observé	P_q
1-condition minimale sur les files de contreventement.	oui	0
2-redondance en plan	oui	0
3-régularité en plan	oui	0
4-régularité en élévation	oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6-contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0

Tableau V-2) : valeurs des pénalités suivant x-x.

Suivant y-y :

Critère q	observé	P_q
1-condition minimale sur les files de contreventement.	Non	0,05
2-redondance en plan	Non	0,05
3-régularité en plan	oui	0
4-régularité en élévation	oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6-contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0

Tableau V-3) : valeurs des pénalités suivant y-y.

Selon x-x :

$$Q_x = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$$

Selon y-y :

$$Q_y = 1 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1,1$$

Note : dans le spectre de réponse la valeur de Q a introduire est plus défavorable **Q = 1,1**.

➤ **Détermination du poids de la structure W :**

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où : $W = \sum_1^7 W_i$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

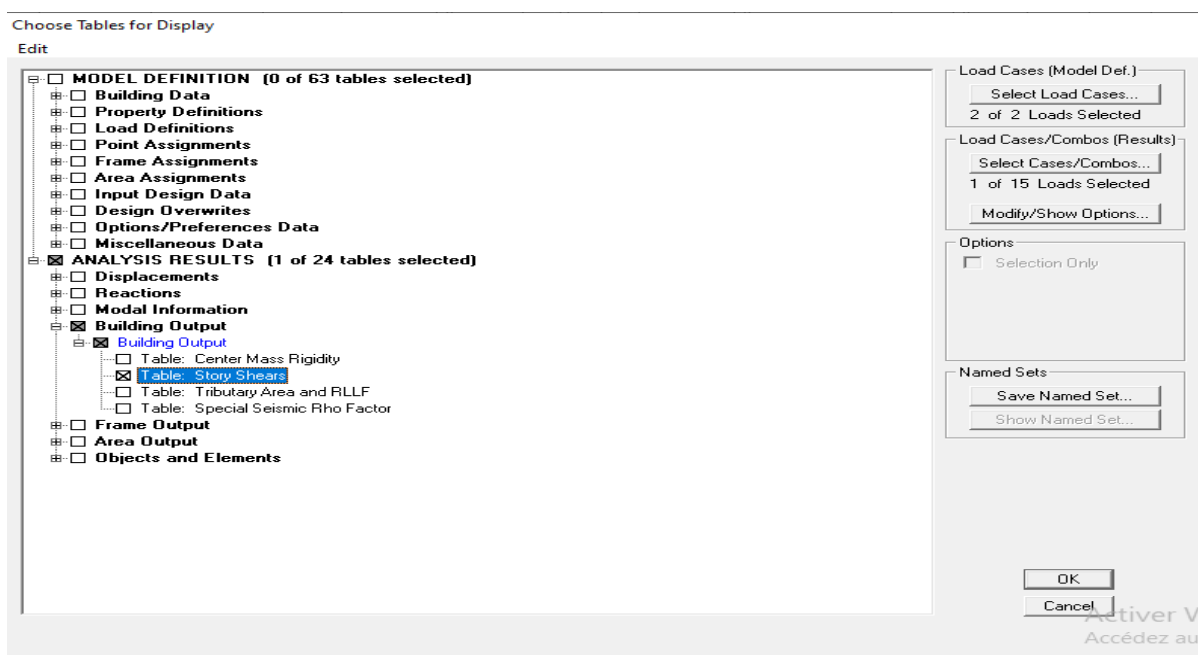
W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4-5 du RPA99**.

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant : $\beta = 0,20$.

W est tiré d'Etabs de cette façon :

Display → show tables → on sélectionne combinaison poids → building out put → story shear → poids RDS bottom.



Un tableau s'affichera :

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
►	TOITURE	COMBPOIDS	Top	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
	TOITURE	COMBPOIDS	Bottom	1023.66	0.00	0.00	0.000	7997.247	-9315.297
	ETAGE5	COMBPOIDS	Top	3371.76	0.00	0.00	0.000	26739.855	-30683.101
	ETAGE5	COMBPOIDS	Bottom	3843.00	0.00	0.00	0.000	30100.347	-34971.385
	ETAGE4	COMBPOIDS	Top	6191.30	0.00	0.00	0.000	48840.649	-56342.743
	ETAGE4	COMBPOIDS	Bottom	6662.54	0.00	0.00	0.000	52201.141	-60631.027
	ETAGE3	COMBPOIDS	Top	9010.50	0.00	0.00	0.000	70941.871	-81996.801
	ETAGE3	COMBPOIDS	Bottom	9550.59	0.00	0.00	0.000	74770.543	-86911.620
	ETAGE2	COMBPOIDS	Top	11898.54	0.00	0.00	0.000	93511.070	-108277.176
	ETAGE2	COMBPOIDS	Bottom	12438.63	0.00	0.00	0.000	97339.742	-113191.995
	ETAGE1	COMBPOIDS	Top	14786.55	0.00	0.00	0.000	116079.793	-134557.035
	ETAGE1	COMBPOIDS	Bottom	15326.64	0.00	0.00	0.000	119908.465	-139471.854
	RDC	COMBPOIDS	Top	17581.29	0.00	0.00	0.000	135828.457	-159989.207
	RDC	COMBPOIDS	Bottom	18411.77	0.00	0.00	0.000	141728.137	-167546.530

Donc le poids de la structure est : **W = 18411,77 KN.**

➤ **Calcul de l'effort tranchant à la base :**

$$V_x = \frac{Ax Dx Q_x}{R} w_i = \frac{0,15 \times 1,59 \times 1}{3,5} \times 18411,77 \rightarrow V_x = 1254,63 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{Ax Dx Q_y}{R} w_i = \frac{0,15 \times 1,59 \times 1,1}{3,5} \times 18411,77 \rightarrow V_y = 1380,09 \text{ KN.}$$

➤ **Vérification :**

Les valeurs de V_x logiciel et V_y logiciel peuvent être lus dans le tableau suivant :

E → all → $F_1 = V_x$ et $F_2 = V_y$

Donc : $V_{xdyn} = 1611,48 \text{ KN.}$

$V_{ydyn} = 1742,26 \text{ KN.}$

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
►	EX	1	U1	1575.51	0.06	0.00	-1.898	24120.177	-12296.403
	EX	2	U1	0.00	-0.13	0.00	2.059	0.000	-1.190
	EX	3	U1	7.25	0.05	0.00	0.335	98.734	-94.562
	EX	4	U1	73.58	0.06	0.00	-0.567	7.009	-577.309
	EX	5	U1	238.51	-0.12	0.00	0.729	345.028	-1784.919
	EX	6	U1	0.35	0.09	0.00	-0.454	1.113	-1.726
	EX	7	U1	0.00	-0.03	0.00	0.104	0.000	-0.278
	EX	8	U1	0.02	0.01	0.00	-0.079	-0.240	1.705
	EX	9	U1	101.80	-0.01	0.00	0.194	350.741	-740.833
	EX	10	U1	20.91	0.00	0.00	-0.018	47.324	-152.279
	EX	11	U1	0.00	0.00	0.00	-0.001	0.000	0.003
	EX	12	U1	0.00	0.00	0.00	-0.007	-0.003	0.044
	EX	All	All	1611.48	0.14	0.00	2.245	24148.366	12564.968
	EY	1	U2	0.06	0.00	0.00	0.000	0.990	-0.505
	EY	2	U2	-0.13	1664.89	0.00	-26217.018	-1.774	15152.677
	EY	3	U2	0.05	0.00	0.00	0.002	0.653	-0.625
	EY	4	U2	0.06	0.00	0.00	0.000	0.006	-0.455
	EY	5	U2	-0.12	0.00	0.00	0.000	-0.169	0.872
	EY	6	U2	0.09	0.02	0.00	-0.119	0.291	-0.452
	EY	7	U2	-0.03	495.93	0.00	-1687.114	0.006	4506.400
	EY	8	U2	0.01	0.00	0.00	-0.043	-0.133	0.943
	EY	9	U2	-0.01	0.00	0.00	0.000	-0.042	0.088
	EY	10	U2	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
	EY	11	U2	0.00	0.08	0.00	-0.454	0.001	0.784
	EY	12	U2	0.00	0.01	0.00	-0.034	-0.016	0.230
	EY	All	All	0.14	1742.26	0.00	26289.227	1.511	15854.301

Sens x-x :

$$V_{xdyn} = 1611,48 \text{ KN} > 0,8 \times V_x = 1003,70 \text{ KN}.$$

Sens y-y :

$$V_{ydyn} = 1742,26 \text{ KN} > 0,8 \times V_y = 1104,07 \text{ KN}.$$

Conclusion : L'effort tranchant à la base est vérifié**V-2-5) Vérification des déplacements relatifs :**

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{(Formule 4-19 du RPA99)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

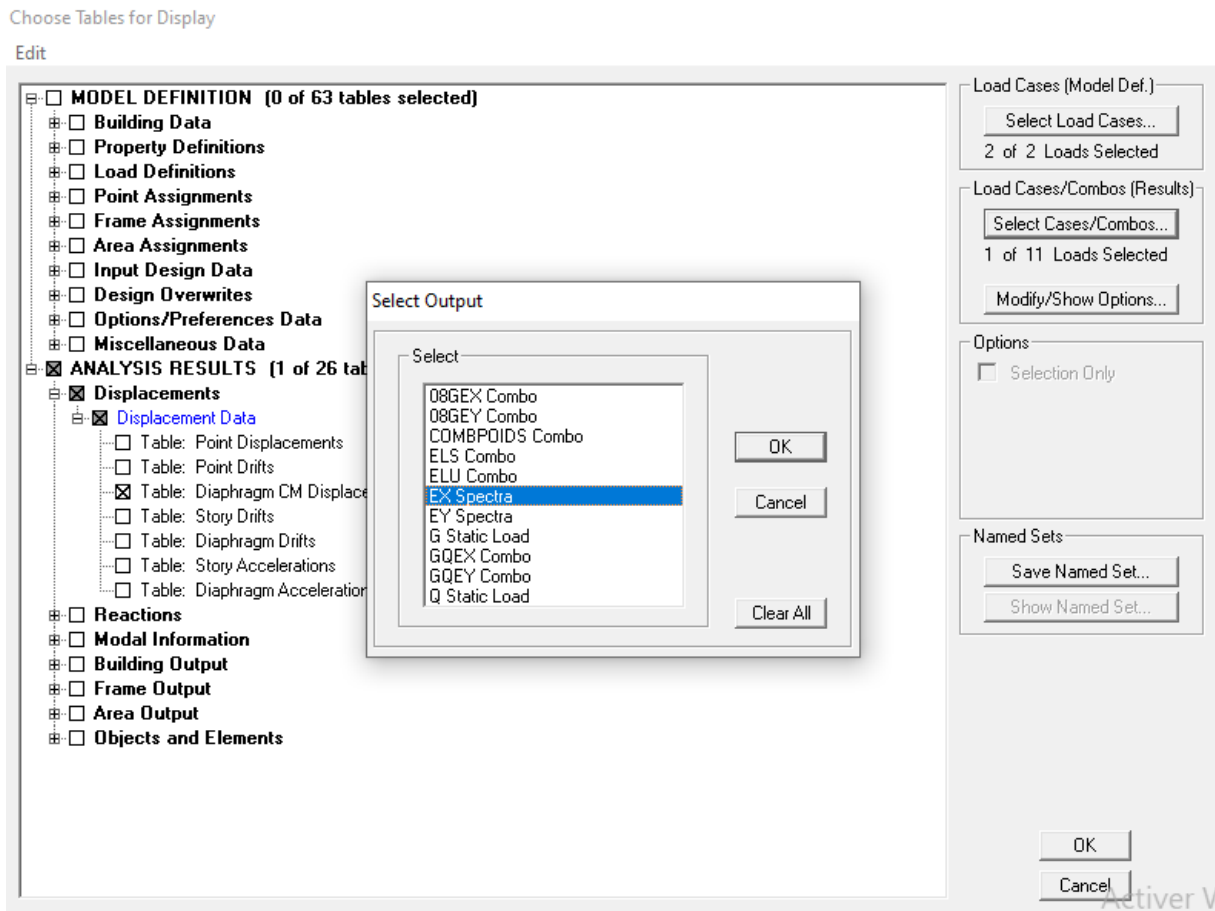
Déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Formule 4-20 du RPA99})$$

De l'ETABS : Display → show tables → displacement → displacement data → diaphragm CM displacements.

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **ok**.



Suivant Ex :

Story	Diaphragm	Load	UX
ETAGE5	D6	EX	0.0153
ETAGE4	D5	EX	0.0133
ETAGE3	D4	EX	0.0108
ETAGE2	D3	EX	0.008
ETAGE1	D2	EX	0.005
RDC	D1	EX	0.0021

Suivant Ey :

Story	Diaphragm	Load	UY
ETAGE5	D6	EY	0.0118
ETAGE4	D5	EY	0.0095
ETAGE3	D4	EY	0.0072
ETAGE2	D3	EY	0.0049
ETAGE1	D2	EY	0.0028
RDC	D1	EY	0.0012

Story	Diaphragm	δ_{kx} [m]	Δ_{kx} [m]	δ_{ky} [m]	Δ_{ky} [m]	1% h	Conclusion
ETAGE5	D6	0.0153	0.002	0.0118	0.0023	0,0306	C.V
ETAGE4	D5	0.0133	0.0025	0.0095	0.0023	0,0306	C.V
ETAGE3	D4	0.0108	0.0028	0.0072	0.0023	0,0306	C.V
ETAGE2	D3	0.008	0.003	0.0049	0.0021	0,0306	C.V
ETAGE1	D2	0.005	0.0029	0.0028	0.0016	0,0306	C.V
RDC	D1	0.0021	0.0021	0.0012	0.0012	0,045	C.V

Tableau V-4) : Déplacements inter-étage.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus, on constate que les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas **1%** de la hauteur d'étage.

V-2-6) Vérification du déplacement maximal de la structure :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

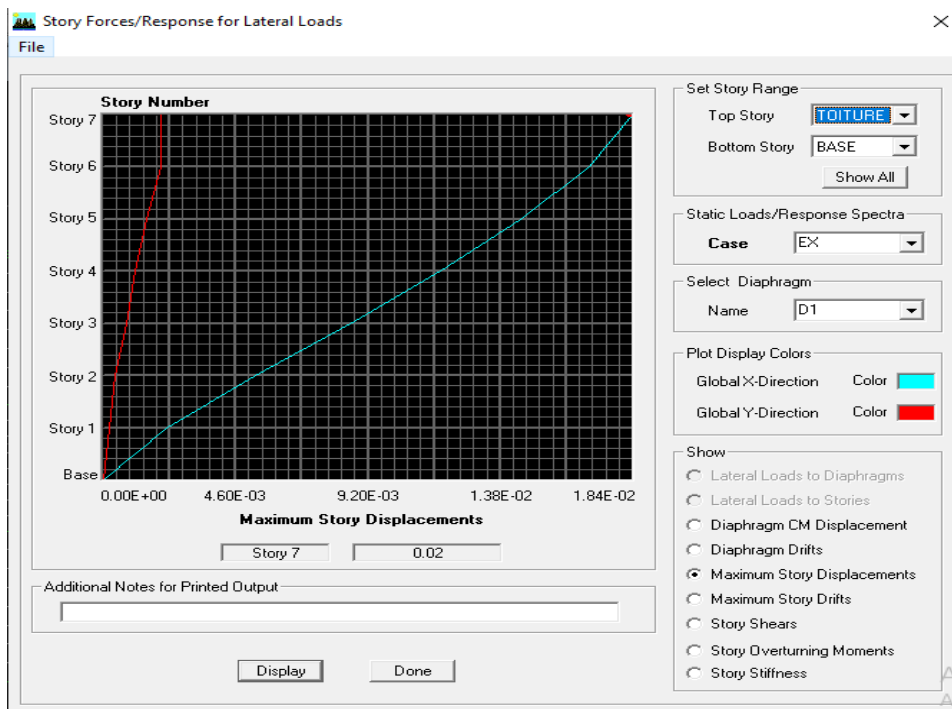
$$\delta_{max} \leq \bar{f} = \frac{h_t}{500} \quad \text{BAEL 6.5.3}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible.

h_t : La hauteur totale du bâtiment.

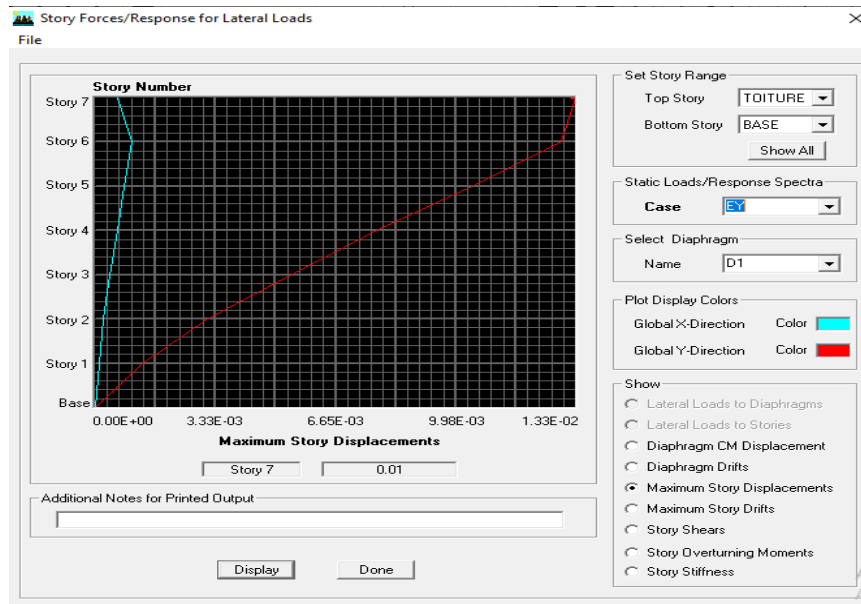
Suivant E_x :



Vérification des déplacements selon E_x .

$$\delta_{max} = 0,02 \leq \bar{f} = \frac{h_t}{500} = \frac{24,12}{500} = 0,0482. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Suivant E_y :



Vérification des déplacements selon E_y .

$$\delta_{max} = 0,01 \leq \bar{f} = \frac{h_t}{500} = \frac{24,12}{500} = 0,0482. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V-2-7) Justification Vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure, où les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta », la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement **RPA99/version2003** préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$$\Theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0,1 \quad \text{RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » calculés suivant la formule ci-après.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K ».

On a :

Si $\theta_k < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$: La structure est potentiellement instable et 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 :

Le poids de chaque étage :

Story	Load	Loc	P	
Toiture	COMBPOIDS	Bottom	1023,66	1023.66
ETAGE5	COMBPOIDS	Bottom	3843	2819.34
ETAGE4	COMBPOIDS	Bottom	6662,54	2819.54
ETAGE3	COMBPOIDS	Bottom	9550,59	2888.05
ETAGE2	COMBPOIDS	Bottom	12438.63	2888.04
ETAGE1	COMBPOIDS	Bottom	15326.64	2888.01
RDC	COMBPOIDS	Bottom	18411.77	3085.13

Les efforts tranchants :

Story	Load	Loc	P	VX	VY
Toiture	Ex	Bottom	0	82,94	0,28
Toiture	Ey	Bottom	0	0,06	74,64
ETAGE5	EX	Bottom	0.01	561,65	0,05
ETAGE5	EY	Bottom	0	0,07	666,97
ETAGE4	EX	Bottom	0.12	900,21	0,07
ETAGE4	EY	Bottom	0.02	0,09	1033,33
ETAGE3	EX	Bottom	0.23	1176,78	0.09
ETAGE3	EY	Bottom	0.03	0.09	1298,16
ETAGE2	EX	Bottom	0.38	1389,04	0,11
ETAGE2	EY	Bottom	0.05	0.1	1506,25
ETAGE1	EX	Bottom	0.6	1534,38	0,13
ETAGE1	EY	Bottom	0.07	0.12	1660,11
RDC	EX	Bottom	0.61	1611,48	0,14
RDC	EY	Bottom	0.07	0.14	1742,26

Sens X-X :

Etages	Poids	Δ_{kx} [m]	V_x [KN]	h	Θ	Condition	Conclusion
Etage 5	2819.34	0.002	561,65	3,06	0,0032	$\leq 0,1$	C.V
Etage 4	2819.54	0.0025	900,21	3,06	0,0025	$\leq 0,1$	C.V
Etage 3	2888.05	0.0028	1176,78	3,06	0,0022	$\leq 0,1$	C.V
Etage 2	2888.04	0.003	1389,04	3,06	0,0020	$\leq 0,1$	C.V
Etage 1	2888.01	0.0029	1534,38	3,06	0,0017	$\leq 0,1$	C.V
RDC	3085.13	0.0021	1611,48	4,50	0,0008	$\leq 0,1$	C.V

Tableau V-5) : effet P- Δ sens x-x.

Sens y-y :

Etages	Poids	Δ_{ky} [m]	V_y [KN]	h	Θ	Condition	Conclusion
Etage 5	2819.34	0,0023	666,97	3,06	0,0031	$\leq 0,1$	C.V
Etage 4	2819.54	0,0023	1033,33	3,06	0,0020	$\leq 0,1$	C.V
Etage 3	2888.05	0,0023	1298,16	3,06	0,0016	$\leq 0,1$	C.V
Etage 2	2888.04	0,0021	1506,25	3,06	0,0012	$\leq 0,1$	C.V
Etage 1	2888.01	0,0016	1660,11	3,06	0,0009	$\leq 0,1$	C.V
RDC	3085.13	0,0012	1742,26	4,50	0,0004	$\leq 0,1$	C.V

Tableau V-6) : effet P- Δ sens y-y.

Conclusion : Dans les deux sens on constate que l'effet P-Delta est inférieure à 0,1 il peut être négligé.

V-2-8) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal sismique.

B : Section transversale du poteau considéré.

Résultats de calcul :

- Pour les poteaux de (40x40) :

$$N_d = 1086,88 \text{ KN}$$

$$\nu = \frac{1086,88 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,27 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux de (35x35) :

$$N_d = 356,42 \text{ KN}$$

$$\nu = \frac{356,42 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,11 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux de (30x30) :

$$N_d = 212,66 \text{ KN}$$

$$\nu = \frac{212,66 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0,09 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V-3) Conclusion :

La modélisation de la structure avec ETABS présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

Chapitre VI

Ferraillage des poutres

VI) Ferrailage des poutres :**VI-1) Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des planchers vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant **T** et à un moment fléchissant **M**, qui sont extraits à partir de logiciel **ETABS**, ils sont donc calculés en flexion simple.

➤ Les combinaisons considérées pour le calcul sont :

- ELU : $1.35G + 1.50Q$.
- ELS : $G + Q$.
- RPA99 vs 2003 $\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

VI-2) Recommandations du RPA 99 vs 2003 :**a) Armatures longitudinales (Art 5.7.2.1 RPA99 vs 2003) :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4%** en zone courante.
 - 6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 $\varnothing$** en zone II_a.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- Les cadres de nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à supposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

Section (cm ²)	0.5% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poutre principale (30x40)	6	48	72
Poutre secondaire (30x35)	5.25	42	63
Poutre inclinée (30x35)	5.25	42	63

Tableau VI-1) : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA99 vs 2003) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-3) Les étapes de calculs :**a) Armatures longitudinales :**

Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier sont données par la formule suivante :

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

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

➤ **Situations durables (1,35G+1,5Q) dans ce cas :**

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1,5}$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$\theta = 1$ si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,85$ si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1 heure.

Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier sont résumées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

Tableau VI-2) : Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier.

❖ **Détermination du type de ferraillage des poutres :**

Le type de ferraillage se fait par rapport à la condition suivantes :

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ → est une section simplement armée (SSA).

Sinon c'est une section doublement armée (SDA).

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

Avec :

M_u : Moment de flexion a l'ELU.

b: Largeur de la section du béton.

d :hauteur utile (d=h-c).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

❖ **Exemple de calcul :**

▪ **Poutre principale (30x40) :**

➤ **En travée :**

$M_t = 51,659 \text{ KN.m}$, $h = 40\text{cm}$, $b = 30\text{cm}$, $c = 2.5\text{cm}$, $d = h - c = 37.5\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51.659 \times 10^3}{30 \times 37,5^2 \times 14.20} = 0,086 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,086 \rightarrow \beta = 0,955$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{51,659 \times 10^3}{0,955 \times 37,5 \times 348} = 4,14 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA16 qui vaut $6,03 \text{ cm}^2$.

➤ **Aux appuis :**

$M_a = 99,914 \text{ KN.m}$, $h = 40 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$, $c = 2.5 \text{ cm}$, $d = h - c = 37.5\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{99,914 \times 10^3}{30 \times 37,5^2 \times 21,73} = 0,108 < \mu_l = 0,379 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,108 \rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{99,914 \times 10^3}{0,943 \times 37,5 \times 400} = 7,06 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA14 +chap 3HA14 qui vaut $9,24 \text{ cm}^2$

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci –après :

- Poutres principales 30x40 :
- Poutres principales loin du voile :

➤ En travée :

Niveau	M _u kN.m	μ	Obs	β	A _s cm ²	A _{min} cm ²	Ferraillage e	A _{adoptée} cm ²
Étages 4,5	51,659	0,086	SSA	0,955	4,14	1.35	3HA16	6,03
RDC ,étages 1,2,3	72,549	0,121	SSA	0.9355	5,94	1.35	3HA16	6,03

Tableau VI-3) : ferraillage des poutres principales en travée.

➤ Aux appuis supérieurs :

Niveau	M _u kN.m	μ	Obs	β	A _{cal} cm ²	A _{min} cm ²	Ferraillage	A _{adoptée} cm ²
Étages 4,5	-108,001	0,180	SSA	0,900	8	1.35	3HA14 + chap 3HA14	9,24
RDC ,étages 1,2,3	-99,914	0,108	SSA	0,943	7,06	1.35	3HA14 + chap 3HA14	9,24

Tableau VI-4) : ferraillage des poutres principales aux appuis supérieurs.

➤ Aux appuis inferieure :

Niveau	M_u kN.m	μ	Obs	β	A_{cal} cm ²	A_{min} cm ²	Ferrailage	$A_{adoptée}$ cm ²
Étages 4,5	45,78	0,050	SSA	0,974	3,13	1.35	3HA16	6,03
RDC ,étages 1,2,3	52,336	0,057	SSA	0,9705	3,59	1.35	3HA16	6,03

Tableau VI-5) : ferrailage des poutres principales aux appuis inferieurs.

- Poutres secondaires 30x35 :
 - Poutres secondaires loin du voile :

➤ En travée :

Niveau	M_u kN.m	μ	Obs	β	A_s cm ²	A_{min} cm ²	Ferrailage	$A_{adoptée}$ cm ²
Étages 4,5	21,377	0,048	SSA	0,975	1,94	1.17	3HA16	6,03
RDC ,étages 1,2,3	19,076	0,042	SSA	0,979	1,72	1.17	3HA16	6,03

Tableau VI-6) : ferrailage des poutres secondaires en travée.

➤ Aux appuis supérieurs :

Niveau	M_u kN.m	μ	Obs	β	A_{cal} cm ²	A_{min} cm ²	Ferrailage	$A_{adoptée}$ cm ²
Étages 4,5	- 64,951	0,094	SSA	0,951	5,25	1.17	3HA12+ chap 3HA12	6,78
RDC ,étages 1,2,3	-77,596	0,112	SSA	0,940	6,35	1.17	3HA12+ chap 3HA12	6,78

Tableau VI-7) : ferrailage des poutres secondaires aux appuis supérieurs.

➤ Aux appuis inferieure :

Niveau	M_u kN.m	μ	Obs	β	A_{cal} cm ²	A_{min} cm ²	Ferrailage	$A_{adoptée}$ cm ²
Étages 4,5	57,697	0,084	SSA	0,956	4,64	1.17	3HA16	6,03
RDC ,étages 1,2,3	70,966	0,103	SSA	0,9455	5,77	1.17	3HA16	6,03

Tableau VI-8) : ferrailage des poutres secondaires aux appuis inferieurs.

▪ **Poutres secondaires proche du voile :**

		M_u kN.m	μ	Obs	β	A_{cal} cm²	A_{min} cm²	Ferrailage	A_{adoptée} cm²
Travée		5,312	0,012	SSA	0,994	0,47	1.17	3HA16	6,03
appuis	supérieure	-173,11	0,251	SSA	0,853	15,61	1.17	3HA16+ CHAP 3HA16+ CHAP 3HA14	16,68
	Inférieure	169,722	0,246	SSA	0,856	15,25	1.17	3HA16+ CHAP 3HA16+ CHAP 3HA14	16,68

Tableau VI-9) : ferrailage des poutres secondaires proche du voile.

• **Ferrailage de la poutre inclinée : (30x35)**

➤ **Aux appuis :**

$$M_{\text{appuis}} = - 108,875 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = -109,81 \text{ KN (effort de compression).}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{108,875}{109,81} = 0,99 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,35}{2} - 0,025 = 0,15 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{2} - c' \rightarrow \text{SPC}$$

➤ Calcul de moment fictif :

$$M_f = N \times g$$

Avec : $g = e + \frac{h}{2} - c = 0,99 + \frac{0,35}{2} - 0,025 = 1,14 \text{ m}$

D'où : $M_f = 108,875 \times 1,14 = \mathbf{124,117 \text{ KN.m}}$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{124,117 \times 10^6}{300 \times 325^2 \times 21,73} = 0,180$$

$$\mu = 0,180 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,180 \longrightarrow \beta = 0,900$$

➤ Calcul des armatures fictif :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{124,117 \times 10^2}{0,900 \times 32,5 \times 400} = 1,06 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = \mathbf{1,06 \text{ cm}^2}$$

➤ Les armatures réelles :

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 1,06 - \frac{109,81}{40} = -1,68 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = -1,68 \text{ cm}^2$.

$$A_{st} = -1,68 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,5\%bh = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Rq : la section d'armature est négative donc le béton seul suffit.

Donc on va ferrailler avec la min de RPA

On opte : $\mathbf{3HA16 + 3HA12 = 12,06 \text{ cm}^2}$

➤ **En travée :**

$$M_{\text{travée}} = 113,947 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = -67,67 \text{ KN (effort de compression).}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{113,947}{67,67} = 1,68 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,35}{2} - 0,025 = 0,15 \text{ m}$$

➤ **Calcul de moment fictif :**

$$M_f = N \times g$$

$$\text{Avec : } g = e + \frac{h}{2} - c = 1,68 + \frac{0,35}{2} - 0,025 = 1,83 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } M_f = 67,67 \times 1,83 = 123,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{123,83 \times 10^6}{300 \times 325^2 \times 14,2} = 0,275$$

$$\mu = 0,275 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,8355$$

➤ **Calcul des armatures fictif**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{123,83 \times 10^2}{0,8355 \times 32,5 \times 34,8} = 13,10 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 13,10 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures réelles :**

$$A_{st} = A_f + \frac{N}{\sigma_{ST}} = 13,10 + \frac{67,67}{34,8} = 11,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sc} = 0 \text{ et } A_{st} = 11,15 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 11,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte : } 3\text{HA}16 + 3\text{HA}12 = 12,06 \text{ cm}^2$$

	M_u kN.m	μ	Obs	β	A_{cal} cm ²	A_{min} cm ²	Ferrailage	$A_{adoptée}$ cm ²
Travée	113,947	0,275	SSA	0,8355	11,15	1.17	3HA16+ CHAP 3HA12	12,06
Appuis	-108,875	0,180	SSA	0,900	1,68	1.17	3HA16+ CHAP 3HA12	12,06

Tableau VI-10) : Résultats de ferrailage de la poutre inclinée.

VI-4) Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{adop}$$

- Poutre principale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37,5 \times 2.1}{400} = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{adop} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Poutre secondaire :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32,5 \times 2.1}{400} = 1,17 \text{ cm}^2 < A_{adop} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Poutres inclinée :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32,5 \times 2.1}{400} = 1,17 \text{ cm}^2 < A_{adop} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A 5.1.211 BAEL91 modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c25}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

Poutres	$T_{\max}(\text{kN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	Observation
Principale	139,99	1,24	3,33	Condition vérifiée
Secondaire (loin du voile)	62,8	0,64	3,33	Condition vérifiée
Secondaire (proche du voile)	220,08	2,25	3,33	Condition vérifiée
Inclinée	152,2	1,56	3,33	Condition vérifiée

Tableau VI-11) : Vérification de la contrainte tangentielle du béton.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 BAEL91 modifié 99) :**

On doit vérifier la relation suivante :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \quad \text{avec : } a = 0.9 \times d$$

$$\text{Poutre Principale: } \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.375 \times 0.3 = 675 \text{KN.}$$

$$\text{Poutre secondaire: } \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.325 \times 0.3 = 585 \text{KN.}$$

Poutres	$T_u^{\max}(\text{kN})$	$\bar{T}_u(\text{kN})$	Observation
Principale	139,99	675	Condition vérifiée.
Secondaire (loin du voile)	62,8	585	Condition vérifiée.
Secondaire(proche du voile)	220,08	585	Condition vérifiée.
Inclinée	152,2	585	Condition vérifiée.

Tableau VI-12) : Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1.3 BAEL 91 modifié 99) :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28}$$

Avec : $\Psi=1.5$ pour les barres **HA**.

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec $\sum u$: Périmètre utile des aciers.

Poutres	Ferrailage	$\Sigma u(\text{mm})$	$T_u(\text{kn})$	$\tau_{se}(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_{se}(\text{MPa})$	Observation
Principale (RDC, étages 1,2,3)	3HA14+ chap 3HA14	263,76	139,99	1,57	3,15	Condition vérifiée
Principale (étages 4,5)	3HA14+ chap 3HA14	263,76	108,68	1,22	3,15	Condition vérifiée
Secondaire (RDC, étages 1,2,3) (loin du voile)	3HA12+ chap 3HA12	226,08	62,8	0,95	3,15	Condition vérifiée
Secondaire (Étages 4,5) (loin du voile)	3HA12+ chap 3HA12	226,08	52,93	0,80	3,15	Condition vérifiée
Secondaire (proche du voile)	3HA16+ CHAP 3HA16+ CHAP 3HA14	433,32	220,08	1,73	3,15	Condition vérifiée
Inclinée	3HA16+ chap 3HA12	263,76	152,2	1,97	3,15	Condition vérifiée

Tableau VI-13) : Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement.

→ La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

- Longueur de scellement droit des barres : Selon BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.23) :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour les Ø12 : $L_s=42,33\text{cm}$.
- Pour les Ø14 : $L_s=49,38\text{cm}$.
- Pour les Ø16 : $L_s=56,43\text{cm}$.

Le règlement **BAEL99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "Lc" est au moins égale à $0.4L_s$.

- Pour les Ø12 : $L_s=16,92\text{cm}$.
- Pour les Ø14 : $L_s=19,75\text{cm}$.
- Pour les Ø16 : $L_s=22,57\text{cm}$.

- **Calcul des armatures transversales :**

Selon BAEL 91 modifié 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_I \right\}$$

$$\phi_t = \min\{1,14; 1,2; 3\}$$

Soit : $\phi_t = 8\text{mm}$. On choisit un cadre +un étrier.

Soit : **$A_t=4HA8=2,01 \text{ cm}^2$** .

- **Calcul des espacements :**

$$- \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_I \right)$$

Poutre principale de (30x40) **$S_t = 10\text{cm}$** .

Poutre secondaire de (30x35) **$S_t = 8\text{cm}$** .

poutre Inclinée de (30x35) **$S_t = 8\text{cm}$** .

$$- \text{ Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

Poutre principale de (30x40) $S_t = 20\text{cm.} \longrightarrow S_t = 20\text{cm.}$

Poutre secondaire de (30x35) $S_t = 17,5\text{cm.} \longrightarrow S_t = 15\text{cm.}$

Poutre Inclinée de (30x35) $S_t = 17,5\text{cm.} \longrightarrow S_t = 15\text{cm.}$

- **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2 \times h$$

- Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm.}$
- Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm.}$
- Poutre inclinée : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm.}$

VI-5) Vérifications à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Vérification des contraintes :**

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

• Poutre principale :

Poutres	Zone	M_s^{max} (kN.m)		A_s Cm ²	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Principale (30x40)	RDC, etage 1,2,3	M _a	51,288	6,03	0,536	0,8905	30,66	254,40	8,29	15	C.V
		M _t	-66,177	9,24	0,831	0,870	23,46	219,52	9,35	15	C.V
	Etage 4,5	M _a	37,482	6,03	0,536	0,8905	30,66	186,14	6,07	15	C.V
		M _t	-77,952	9,24	0,831	0,870	23,46	258,58	11,02	15	C.V

Tableau VI-14) : Vérification des contraintes à l'ELS.

▪ Poutres secondaires loin du voile :

Poutres	Zone	M_s^{max} (kN.m)		A_s Cm ²	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Secondaire (30x35)	RDC, etage 1,2,3	M _a	13,766	6,03	0,619	0,884	28,10	79,46	2,82	15	C.V
		M _t	-23,535	6,78	0,690	0,879	26,32	121,51	4,61	15	C.V
	Etage 4,5	M _a	15,441	6,03	0,919	0,884	28,10	89,12	3,17	15	C.V
		M _t	-26,053	6,78	0,690	0,879	26,32	134,51	5,11	15	C.V

Tableau VI-15) : Vérification des contraintes à l'ELS.

▪ **Poutres secondaires proche du voile :**

	M_s^{max} (kN.m)	A_s Cm ²	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	3,883	6,03	0,619	0,884	28,10	22,41	0,79	15	c.v
appuis	-12,123	16,68	1,707	0,832	14,76	26,87	1,82	15	c.v

Tableau VI-16) : Vérification des contraintes à l'ELS.

• **Poutres incliné :**

	M_s^{max} (kN.m)	A_s Cm ²	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	80,868	12,06	1,227	0,850	18,33	242,73	13,24	15	c.v
appuis	-69,38	12,06	1,227	0,850	18,33	208,24	11,36	15	c.v

Tableau VI-17) : Vérification des contraintes à l'ELS.

❖ **Etat limite de déformation :**

Poutre principale : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = \mathbf{0,96 \text{ cm}}$

La flèche donnée par ETABS est de 0,04cm.

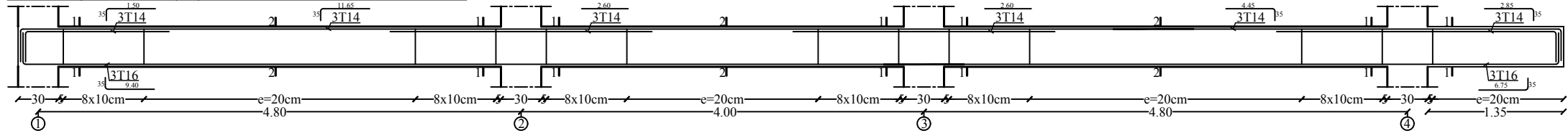
Poutre secondaire: $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = \mathbf{0,8cm.}$

La flèche donnée par ETABS est de 0,021cm.

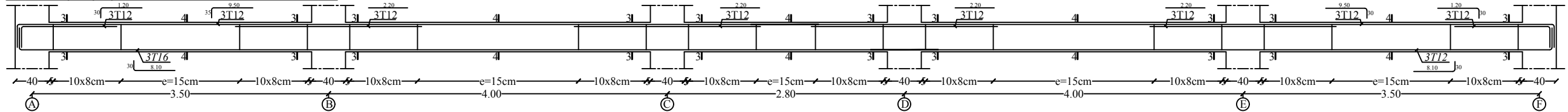
Donc la condition de l'état limite de déformation est vérifiée.

COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POUTRES:

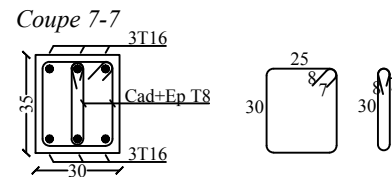
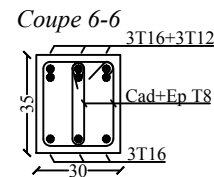
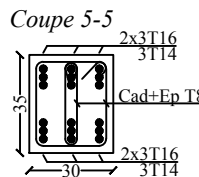
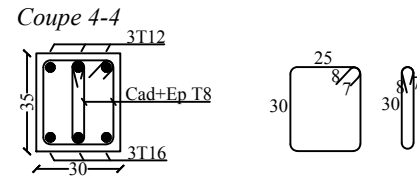
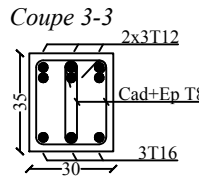
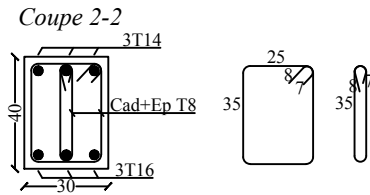
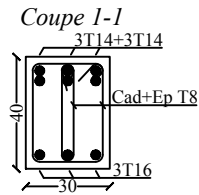
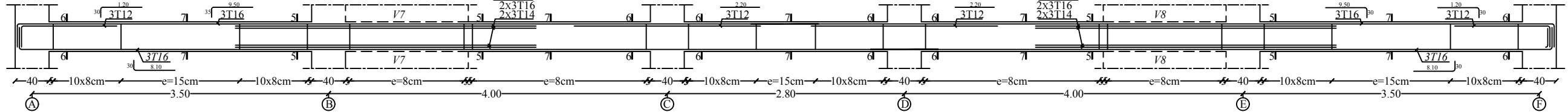
Poutres Axes A, B, C, D, E et F Niv +4.50, +7.56, +10.62, +13.68, +16.74 et +19.80



Poutres Axes 2 et 3 Niv +4.50, +7.56, +10.62, +13.68, +16.74 et +19.80



Poutres Axes 4 Niv +4.50, +7.56, +10.62, +13.68, +16.74 et +19.80



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle Madjene liza.

Melle Medjbour lila.

DIRIGE PAR :

Mr Louzai.A

PROMOTION 2019/2020

TITRE :

FERRAILLAGE DES POUTRES

ECHELLE: 1/25

Chapitre VII

Ferraillage des poteaux

VII) Ferrailages des poteaux :**VII-1) Introduction :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Ces poteaux sont calculés en flexion composée, à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à l'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Situation	γ_b	γ_s	Θ	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_c(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation durable	1,5	1,15	1	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	0,85	25	21,74	400	400

Tableau VII-1) : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

✓ **Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91

E.L.U : Situation durable : 1,35 G + 1,5 Q

Selon le R.P.A 99

Situation accidentelle (**Art 5.2**) $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$

VII-2) Recommandation du RPA 99/Version 2003 :**✓ Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003).**

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égale à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (Zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm (Zone IIa).
- Le pourcentage minimal est 0,8 % (bxh).

Poteaux (40x40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$.

Poteaux (35x35) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$.

Poteaux (30x30) : $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% (bxh) :

Poteaux (40x40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$.

Poteaux (35x35) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$.

Poteaux (30x30) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% (bxh) :

Poteaux (40x40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$.

Poteaux (35x35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$.

Poteaux (30x30) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (Zones critiques).

✓ Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

(RPA99/2003 : formule7.1)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armature transversale.

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400\text{MPa}$.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{l_f}{b}$$

Avec :

a et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement **l_f** est donnée suivant **(l'article B.8.3, 3 du BAEL91/99)**

$$l_f = 0,7 l_0$$

l₀ : c'est la hauteur du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales ; la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

- **Selon le BAEL 91 : Art A.1.3**

$$S_t \leq \min\{15 \phi_l^{min} ; 40\text{cm} ; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

a : la petite dimension transversale des poteaux

- **Selon le RPA99 version 2003 :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\phi_l^{\min} ; 15cm)$$

En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l^{\min}$$

Avec $\phi_l^{\min}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times s_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \rightarrow \lambda_g < 3 \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

VII-3) Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

✓ Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

Calcul du centre de pression :

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

Deux cas peuvent se présenter :

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.
(Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

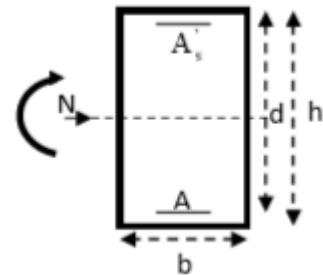
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- $N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$



✓ Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

✓ 1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement armée ($A' = 0$).

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

✓ 2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$).

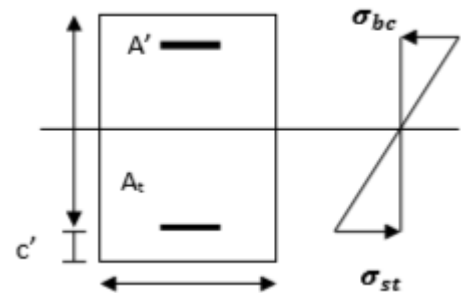
On calcul : $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$



La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A'_s = A' \\ A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C)

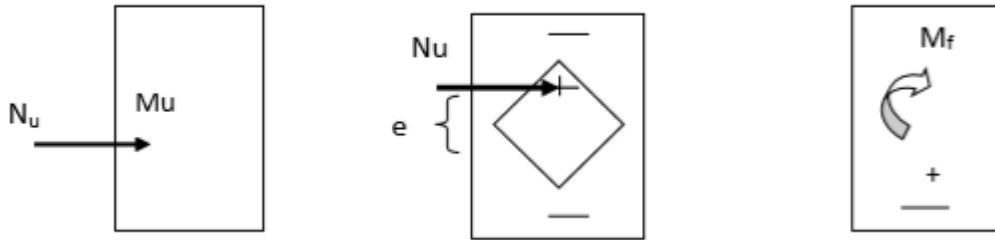
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0,337 - 0,81 c) b h^2 f_{bu}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :



✓ **1^{er} cas :**

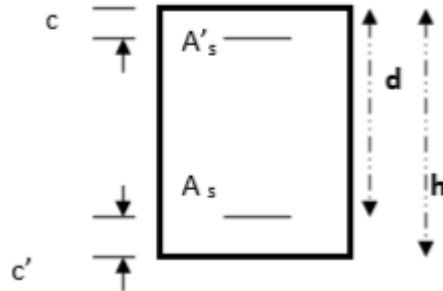
Si : $N_u (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bu} \longrightarrow$ la section est doublement armée.

$$\implies A_s > 0 \quad \text{et} \quad A'_s > 0$$

La section d'armature :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b \cdot h \cdot f_{bu}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$



✓ **2^{ème} cas :**

Si : $N_u (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bu} \longrightarrow$ la section est simplement armée

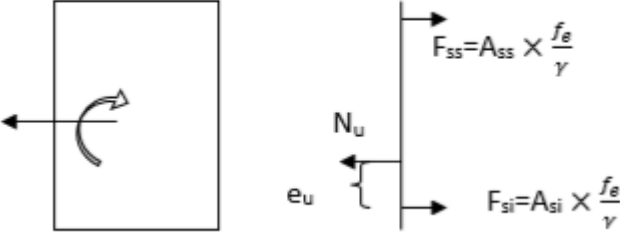
$$\implies A_s > 0 \quad \text{et} \quad A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{N - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} \quad \text{avec:} \quad \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N (d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$A'_s = 0$$

c) Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{e} - c \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\frac{f_e}{\gamma_s} (d - c)} \\ A_{ss} = \left(N_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) - A_{si} \end{array} \right.$$


Remarque :

Si : $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0 \rightarrow$ (excentricité nulle compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$$

B : aire de la section du béton seul.

σ_s : contrainte de l'acier.

VII-4) Calcul du ferrailage des poteaux :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel **ETABS** ; et leur ferrailage se fera par un calcul manuel ou automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**, tout en respectant les valeurs des coefficients γ_b , γ_s et Θ .

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

En situation courante et pour $t > 24h$ (ELU et ELS) : $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$ et $\Theta = 1$.

En situation accidentelle et pour $t \leq 1h$ (Combinaison sismiques) : $\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1$ et $\Theta = 0,85$.

- Exemple de calcul manuel :
- Calcul des armatures à L'ELU :
 - a) Les armatures longitudinales :

Poteaux (40x40) cm² :

- $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$

$$N_{\max} = -1434,31 \text{ KN.} \longrightarrow M_{\text{corr}} = -2,08 \text{ KN.m.}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,08 \times 10^2}{1434,31} = 0,145 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c \right) = \frac{40}{2} - 2,5 = 17,5 \text{ cm.}$$

$$M_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 1434,31 \times \left(0,145 + \frac{40}{2} - 2,5 \right) = 25308,399 \text{ KN.cm.}$$

$$X = (0,337h - 0,81c') b h f_{bu} = (0,337 \times 40 - 0,81 \times 2,5) \times 40 \times 40 \times 14,2 \times 10^{-1}$$

$$X = 26025,76 \text{ KN.cm.}$$

$$Y = N_u (d - c') - M_f = 1434,31 (37,5 - 2,5) - 25308,399 = 508972,076 \text{ KN.cm.}$$

$$X < Y$$

Donc : la section est entièrement comprimée.

❖ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{25308,399}{50 \times 37,5^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,253$$

$$\mu = 0,253 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow (\text{Section simplement armée}).$$

$$\text{On détermine } \beta \text{ du tableau : } \mu = 0,253 \longrightarrow \beta = 0,8515$$

Donc les armatures fictives sont :

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{25308,399}{0,8515 \times 37,5 \times 34,8} = 22,77 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0$$

$$\text{La section réelle d'armature est : } A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 22,77 - \frac{1434,31}{34,8} = -18,44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = -18,44 \text{ cm}^2.$$

Remarque : La section d'armature est négative, donc le béton seul suffit.

Exemple de calcul avec SOCOTEC :

Poteaux 40 x 40 : combinaisons G + Q ± E

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

The screenshot shows the 'Saisie' (Input) tab of the SOCOTEC software. The window title is 'sans nom - BaelR'. The menu bar includes 'Fichier', 'Edition', 'Options', and 'Affichage'. The toolbar contains various icons for file operations and calculations.

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Nom d'affaire :
 Nom du fichier : sans nom

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 1.087 kN
 Moment fléchissant : M_u -18.3 kN*m

Coefficients
 durée chargement : θ 0.85
 sécurité du béton : γ_b 1.15
 sécurité de l'acier : γ_s 1

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

La section d'acier donnée par SOCOTEC :

The screenshot shows the 'Résultats' (Results) tab of the SOCOTEC software. The window title is 'sans nom - BaelR'. The menu bar includes 'Fichier', 'Edition', 'Options', and 'Affichage'. The toolbar contains various icons for file operations and calculations.

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

supérieures : 0 cm²
 inférieures : 0 cm²

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	MPa	MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	MPa	MPa
béton fibre inférieure :	MPa	MPa

Diagramme de la section : *G

Pour l'aide, appuyez sur F1 NUM

- Les résultats du ferrailage sont donnés par les tableaux suivants :

Section	Comb	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adop} (cm ²)
(40x40)	ELU	N _{max} - M _{corr}	-1434,31	- 2,08	0,14	S.E.C	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,2
		N _{min} - M _{corr}	-255,2	20,286	7,94	S.E.C	0	0	12,8		
		M _{max} - N _{corr}	-434,82	-34,436	7,91	S.E.C	0	0	12,8		
	G+Q±E	N _{max} - M _{corr}	-1087,02	-18,298	1,68	S.E.C	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,2
		N _{min} - M _{corr}	-114,75	55,082	48	S.P.C	0	2,31	12,8		
		M _{max} - N _{corr}	-483,32	-75,216	15,56	S.E.C	0	0	12,8		
	0,8G±Q	N _{max} - M _{corr}	-704,66	-17,139	2,43	S.E.C	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,2
		N _{min} - M _{corr}	-47,43	18,636	39,29	S.P.C	0	0,63	12,8		
		M _{max} - N _{corr}	-389,85	-75,249	19,30	S.P.C	0,48	0	12,8		

Tableaux VII-2) : ferrailages des poteaux (40x40).

Section	comb	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adop} (cm ²)
(35x35)	ELU	N _{max} - M _{corr}	-419,95	5,206	1,23	S.E.C	0	0	9,8	4HA14+4HA12	10,68
		N _{min} - M _{corr}	-101,69	25,46	25,03	S.P.C	0	0,83	9,8		
		M _{max} - N _{corr}	-273,86	58,997	21,54	S.P.C	0	2,08	9,8		
	G+Q±E	N _{max} - M _{corr}	-356,09	-24,063	6,75	S.E.C	0	0	9,8	4HA14+4HA12	10,68
		N _{min} - M _{corr}	-59,93	36,679	61,20	S.P.C	0	2,12	9,8		
		M _{max} - N _{corr}	-148,52	65,592	44,16	S.P.C	0	3,48	9,8		
	0,8G±Q	N _{max} - M _{corr}	-236,86	-23,057	9,73	S.E.C	0	0	9,8	4HA14+4HA12	10,68
		N _{min} - M _{corr}	-26,74	5,831	21,80	S.P.C	0	0,09	9,8		
		M _{max} - N _{corr}	-66,27	-44,637	67,35	S.P.C	2,7	0	9,8		

Tableaux VII-3) : ferrailages des poteaux (35x35).

Section	comb	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adop} (cm ²)
(30x30)	ELU	N _{max} - M _{corr}	-223,88	43,941	19,62	S.P.C	0	2,23	7,2	4HA12+4HA12	9,05
		N _{min} - M _{corr}	30,62	5,842	19,07	S.P.C	0	1,09	7,2		
		M _{max} - N _{corr}	-213,95	-54,663	83,93	S.P.C	3,91	0	7,2		
	G+Q±E	N _{max} - M _{corr}	-212,66	7,566	3,55	S.E.C	0	0	7,2	4HA12+4HA12	9,05
		N _{min} - M _{corr}	43,72	15,005	34,32	S.P.C	0	1,97	7,2		
		M _{max} - N _{corr}	-107,47	54,653	146,45	S.P.C	0	4,02	7,2		
	0,8G±Q	N _{max} - M _{corr}	-139,21	-9,057	6,50	S.E.C	0	0	7,2	4HA12+4HA12	9,05
		N _{min} - M _{corr}	36,1	13,622	37,73	S.P.C	0	1,74	7,2		
		M _{max} - N _{corr}	-88,4	-42,437	596,20	S.P.C	2,96	0	7,2		

Tableaux VII-4) : ferrailages des poteaux (30x30).

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Sections des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferrailage
(40x40)	12,8	14,2	4HA16+4HA14
(35x35)	9,8	10,68	4HA14+4HA12
(30x30)	7,2	9,05	4HA12+4HA12

Tableaux VII-5) : Choix des armatures longitudinales.

b) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton. Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

- **Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

D'après le **(BAEL 91)**, le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit: } \phi = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.
Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

Leur calcul se fait à l'aide de la formule du **(RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2)**.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où :

A_t : Section d'armature transversale (Donné par le logiciel ETABS).

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier $f_e = 400 \text{ MPa}$.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

S_t : Espacement des armatures transversales tel que :

- Selon le BAEL 91 : Art A.1.3

$$S_t \leq \min\{15 \phi_l^{min} ; 40 \text{ cm} ; (a + 10) \text{ cm}\}$$

Avec :

a : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2 ; 40 \text{ cm} ; (30 + 10) \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad \text{soit :} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

- Selon le RPA99 version 2003 :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\phi_l^{\min} ; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,2 ; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(12 ; 15\text{cm}) = 12 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l^{\min} \quad S_t \leq 15 \times 1,2$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad \text{soit :} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Détermination de « λ_g » et de « ρ_a » :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{l_f}{b}$$

l_f : Longueur de flambement du poteau. $\longrightarrow l_f = 0,7 l_0$ Et l_0 : c'est la hauteur du poteau.

Exemple de calcul : RDC : $l_f = 0,7 \times 4,50 = 3,15 \text{ m}$.

Sections (cm ²)	Niveau	L _f (m)	λ_g	ρ_a
40x40	RDC : $l_0 = 4,50\text{m}$	3,15	7,85	2,5
	Du 1 ^{er} au 3 ^{ème} étage : $l_0 = 3,06\text{m}$	2,14	5,35	2,5
35x35	Du 4 ^{ème} au 5 ^{ème} étage : $l_0 = 3,06\text{m}$	2,14	6,11	2,5
30x30	toiture : $l_0 = 4,32\text{m}$	3,024	10,08	2,5

Tableau VII-6) : Valeur de « λ_g » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux.

➤ Détermination de la section minimale des armatures transversale :

Zone courante Avec : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Sections (cm^2)	Niveau	λ_g	$A_{t \min}/S_t.b_1$ (%)	$A_{t \min} (\text{cm}^2) = 0,003 \times S_t \times b_1$
40x40	RDC : $l_0 = 4,50\text{m}$	7,85	0,3	1,8
	Du 1 ^{er} au 3 ^{ème} étage : $l_0 = 3,06\text{m}$	5,35	0,3	1,8
35x35	Du 4 ^{ème} au 5 ^{ème} étage : $l_0 = 3,06\text{m}$	6,11	0,3	1,575
30x30	toiture : $l_0 = 4,32\text{m}$	10,08	0,3	1,35

Zone nodale Avec : $S_t = 10 \text{ cm}$.

Sections (cm^2)	Niveau	λ_g	$A_{t \min}/S_t.b_1$ (%)	$A_{t \min} (\text{cm}^2) = 0,003 \times S_t \times b_1$
40x40	RDC : $l_0 = 4,50\text{m}$	7,85	0,3	1,2
	Du 1 ^{er} au 3 ^{ème} étage : $l_0 = 3,06\text{m}$	5,35	0,3	1,2
35x35	Du 4 ^{ème} au 5 ^{ème} étage : $l_0 = 3,06\text{m}$	6,11	0,3	1,05
30x30	Toiture : $l_0 = 4,32\text{m}$	10,08	0,3	0,9

Tableau VII-7) : Sections minimales des armatures.

➤ Détermination des armatures transversales :

Zone courante avec : $St = 15 \text{ cm}$.

Sections (cm ²)	ρ_a	Vu (KN)	Espacement « t » (cm)	ht (cm)	f_e (KN/cm ²)	A_t calculé	A_t min	A_t adopté
40x40	2,5	12,95	15	40	40	0,30	1,8	4HA8= 2,01Cm ²
	2,5	46,32	15	40	40	1,08	1,8	4HA8= 2,01Cm ²
35x35	2,5	42,81	15	35	40	1,14	1,575	4HA8= 2,01Cm ²
30x30	2,5	35	15	30	40	1,09	1,35	4HA8= 2,01Cm ²

Zone nodale avec : $St = 10 \text{ cm}$.

Sections (cm ²)	ρ_a	Vu (KN)	Espacement « t » (cm)	ht (cm)	f_e (KN/cm ²)	A_t calculé	A_t min	A_t adopté
40x40	2,5	12,95	10	40	40	0,20	1,2	4HA8= 2,01Cm ²
	2,5	46,32	10	40	40	0,72	1,2	4HA8= 2,01Cm ²
35x35	2,5	42,81	10	35	40	0,76	1,05	4HA8= 2,01Cm ²
30x30	2,5	35	10	30	40	0,729	0,9	4HA8= 2,01Cm ²

Tableaux VII-8) : détermination des armatures transversales des poteaux.

VII-5) Vérification à l'ELU :

➤ Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 article :A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

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

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$\psi = 1,5$ pour l'acier haut adhérence

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

Pour HA 16 : $l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm.}$

Pour HA 14 : $l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$

Pour HA 12 : $l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm.}$

➤ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 40 \times \phi$$

Pour :

HA16 : $L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$

HA14 : $L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$

HA12 : $L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}$

➤ **Vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.3.2) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

Et $\left\{ \begin{array}{l} \lambda g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075. \\ \lambda g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0,04. \end{array} \right.$

❖ Poteaux 40x40 :

- RDC : $\lambda_g = 7,85 \rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_b = \frac{12,95 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,086 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,086 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Du 1^{er} au 3^{ème} étage : $\lambda_g = 5,35 \rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_b = \frac{46,32 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,3088 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,3088 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Poteaux 35x35 :

- Du 4 et 5^{ème} étage : $\lambda_g = 6,11 \rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_b = \frac{42,81 \times 10^3}{350 \times 325} = 0,376 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,376 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Poteaux 30x30 :

- toiture : $\lambda_g = 10,08 \rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_b = \frac{35 \times 10^3}{300 \times 275} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,42 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

➤ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm}\right)$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

❖ **Poteau 40x40 :**

- **RDC :** $h = 4,50\text{m}$.

$$h' = \max\left(\frac{450-35}{6}, 40, 40, 60 \text{ cm}\right)$$

On aura : $h' = 69,17 \text{ cm}$.

- **Etages 1, 2 et 3 :** $h = 3,06\text{m}$.

$$h' = \max\left(\frac{306-35}{6}, 40, 40, 60 \text{ cm}\right)$$

On aura : $h' = 60 \text{ cm}$.

❖ **Poteau 35x35 :**

- **Etages 4 et 5 :** $h = 3,06\text{m}$.

$$h' = \max\left(\frac{306-35}{6}, 35, 35, 60 \text{ cm}\right)$$

On aura : $h' = 60 \text{ cm}$.

❖ **Poteau 30x30 :**

- **Toiture :** $h = 4,32\text{m}$.

$$h' = \max\left(\frac{432-35}{6}, 30, 30, 60 \text{ cm}\right)$$

On aura : $h' = 66,16 \text{ cm}$.

VII-6) Vérification à l'ELS :

➤ Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 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 :

Section	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _s	Observation
(40x40)	N _{max} - M _{corr}	-1037,65	-1,447	0,14	4,5	14,2	vérifiée
	N _{min} - M _{corr}	-186,52	14,753	7,9	0	14,2	vérifiée
	M _{max} - N _{corr}	-317,9	-24,51	7,7	0	14,2	vérifiée
(35x35)	N _{max} - M _{corr}	-305,78	3,712	1,214	3,88	10,68	vérifiée
	N _{min} - M _{corr}	-74,38	18,579	24,98	0,74	10,68	vérifiée
	M _{max} - N _{corr}	-196,1	41,588	21,2	0,58	10,68	vérifiée
(30x30)	N _{max} - M _{corr}	-160,08	31,107	19,43	0,48	9,05	vérifiée
	N _{min} - M _{corr}	22,24	4,253	19,12	0,47	9,05	vérifiée
	M _{max} - N _{corr}	-152,72	-38,698	25,34	0,63	9,05	vérifiée

Tableau VII-9) : Vérification du ferrailage à l'ELS.

D'après les résultats trouvés, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée

$$A_{adopté} > A_{min}$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

a- Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible (**Article A.4.5, 32 du BAEL 91**).

b- Etat limite de compression du béton :

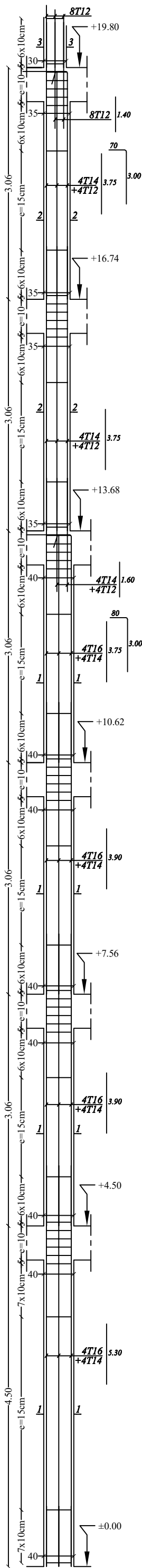
$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Afin de faciliter les calculs on utilisera le logiciel de ferraillage SOCOTEC et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As=As' (cm ²)	σ_{bsup}	σ_{binf}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
(40x40)	N_{max} - M_{corr}	-1037,65	-1,447	14,2	5,04	5,21	15	vérifiée
	N_{min} - M_{corr}	-186,52	14,753	14,2	1,78	0,06	15	vérifiée
	M_{max} - N_{corr}	-317,9	-24,51	14,2	0,14	2,99	15	vérifiée
(35x35)	N_{max} - M_{corr}	-305,78	3,712	10,68	2,31	1,65	15	vérifiée
	N_{min} - M_{corr}	-74,38	18,579	10,68	2,44	0	15	vérifiée
	M_{max} - N_{corr}	-196,1	41,588	10,68	5,53	0	15	vérifiée
(30x30)	N_{max} - M_{corr}	-160,08	31,107	9,05	6,25	0	15	vérifiée
	N_{min} - M_{corr}	22,24	4,253	9,05	0,43	0	15	vérifiée
	M_{max} - N_{corr}	-152,72	-38,698	9,05	0	7,51	15	vérifiée

Tableau VII-10) : Vérification des contraintes.

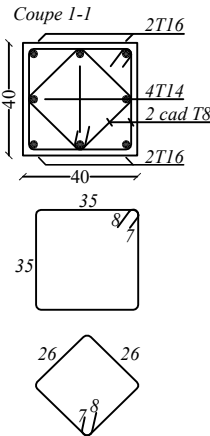
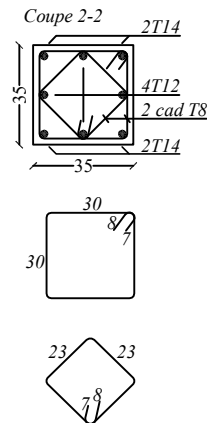
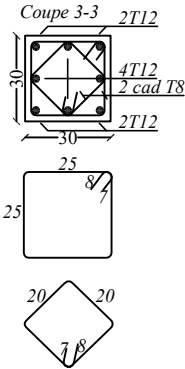
Poteaux P1 (Nbr=24)



Zone III

Zone II

Zone I



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

M^{elle} Madjene liza.

M^{elle} Medjbour lila.

DIRIGE PAR :

Mr Louzai.A

PROMOTION 2019/2020

TITRE :

FERRAILLAGE DES POTEAUX

ECHELLE: 1/25

Chapitre VIII

Ferraillages des voiles

VIII) Ferrailages des voiles :**VIII-1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger le calcul, on a devisé la structure en quatre zones de calcul.

Zone I : RDC.

Zone II : 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.

Zone III : 4^{ème} et 5^{ème} étage.

VIII-2) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V'$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau ou du voile.

V et V': bras de levier : $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) \quad (\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003})$$

Avec :

he : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

Lc : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L : longueur du voile.

Lt : la longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

Remarque : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

VIII-3) Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**).
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**).
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

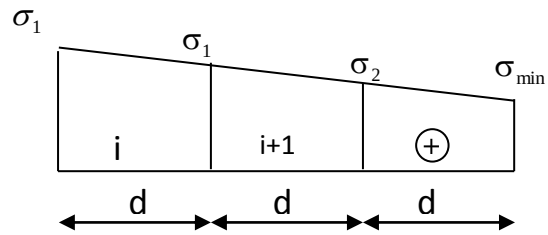
-Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

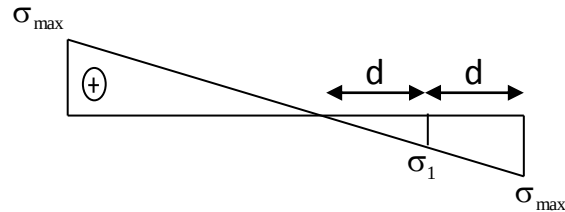
Avec :

e : épaisseur du voile.

**-Section partiellement comprimée :**

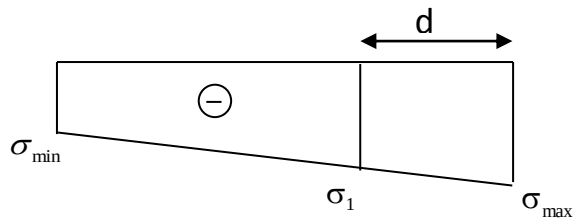
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

**-Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

**VIII-4) Détermination des armatures :****a) Armatures verticales :****-Section entièrement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile.

σ_s: Contrainte de l'acier = 400 MPa.

-Section partiellement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

-Section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doivent être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

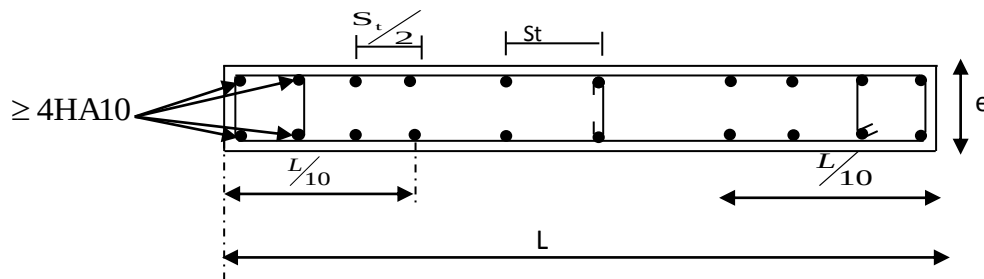


Figure VIII -1) : disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontales dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

b) Armatures minimales :**➤ Compression simple (Art A.8.1 ; 21/ BAEL91 modifiée99) :**

- $A_{\min} > 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, 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 (Art A.4.2.1/BAEL91modifié99) :**

- $A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$

Avec :

B : section du béton tendue tel que : $B = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

- $A_{\min} \geq 0.2\%B$

c) Armatures horizontales :

- **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec : A_v : Section des armatures verticales.

- **D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø. **(Art 7.7.4.2 RPA99/2003).**

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extrémité dans chaque nappe d'armatures.

d) Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ 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.

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30 \text{ cm.} \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} a = 22\text{cm} : \text{épaisseur du voile RDC.} \\ a = 20\text{cm} : \text{épaisseur du voile des étage courant.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min\{33 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \\ S_t \leq \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \end{array} \right\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm.}$$

- **Longueur de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 $\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20 $\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{L}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1 a = 0,1 \times 220 = 22\text{mm.}$$

$$\emptyset \leq 0,1 a = 0,1 \times 200 = 20\text{mm.}$$

e) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m²), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

f) Armatures de coutures :

Dans notre cas on considère qu'il n'y a pas de reprise de bétonnage.

VIII-5) Les vérifications à l'ELS :**➤ Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section des armatures adoptées (verticales).

$\overline{\sigma}_b$: Contrainte admissible.

➤ Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**• D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/modifiée99) :**

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

Avec :

$\overline{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement.

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right)$$

- D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,2 f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

Les efforts internes et les contraintes obtenues dans le voiles sont présentés dans les tableaux qui suivent :

V1, V2, V3 et V4 (L =1.20m)	N(KN)	B(m ²)	M(KN.m)	V(m)	I(m ⁴)	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)
ZONE 1	1148.79	0.264	34.92	0.6	0.032	5006.22727	3696.72727
	307.9	0.264	2.032	0.6	0.032	1204.38788	1128.18788
	756.9	0.264	699.307	0.6	0.032	15979.0517	-10244.9608
ZONE 2	961.04	0.24	250.775	0.6	0.029	9192.78161	-1184.11494
	69.46	0.24	245.026	0.6	0.029	5358.92011	-4780.08678
	476.33	0.24	324.332	0.6	0.029	8695.02557	-4725.60891
ZONE 3	477.85	0.24	105.158	0.6	0.029	4166.72443	-184.641092
	7.69	0.24	205.12	0.6	0.029	4275.90374	-4211.8204
	246.9	0.24	243.508	0.6	0.029	6066.84655	-4009.34655

Tableau VIII -1) : Tableau efforts internes dans le voile longitudinal V1, V2, V3 et V4.

V7 et V8. (L= 1,65 m)	N(KN)	(m ²)	M(KN.m)	V(m)	I(m ⁴)	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)
ZONE 1	1158.28	0.363	1250.683	0.825	0.082	15773.9452	-9392.23716
	51.19	0.363	181.863	0.825	0.082	1970.73849	-1688.69992
	202.71	0.363	1250.69	0.825	0.082	13141.5913	-12024.7318
ZONE 2	723.51	0.33	37.246	0.825	0.074	2607.69711	1777.21198
	87.51	0.33	223.459	0.825	0.074	2756.4477	-2226.08406
	609.81	0.33	438.861	0.825	0.074	6740.61619	-3044.798
ZONE 3	367.11	0.33	97.676	0.825	0.074	2201.40995	23.49914
	15.48	0.33	53.179	0.825	0.074	639.783077	-545.964896
	88.7	0.33	271.572	0.825	0.074	3296.44869	-2758.87293

Tableau VIII -2) : Tableau efforts internes dans le voile longitudinal V7 et V8.

V5 et V6 (L =4.00m)	N(KN)	B(m ²)	M(KN.m)	V(m)	I(m ⁴)	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)
ZONE 1	2043.93	0.88	367.862	2	1.173	2949.86341	1695.43204
	665.13	0.88	64.213	2	1.173	865.314626	646.344464
	1471.93	0.88	5999.726	2	1.173	11902.3596	-8557.06412
ZONE 2	1609.32	1.6	406.311	2	1.066	1768.13457	243.515432
	348.28	1.6	19.626	2	1.066	254.496764	180.853236
	1159.03	1.6	3613.035	2	1.066	7503.07105	-6054.28355
ZONE 3	848.79	1.6	278.299	2	1.066	1052.63071	8.3567894
	125.01	1.6	13.66	2	1.066	103.759768	52.5027322
	601.25	1.6	1051.582	2	1.066	2348.73059	-1597.16809

Tableau VIII -3) : Tableau efforts internes dans le voile transversal V5 et V6.

VIII-6) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal $L = 1,65\text{m}$ sur la zone 1. (V7 et V8)

a) Caractéristiques géométriques :

$$L = 1,65 \text{ m.}$$

$$I = 0,082 \text{ m}^4.$$

$$B = 0,363 \text{ m}^2.$$

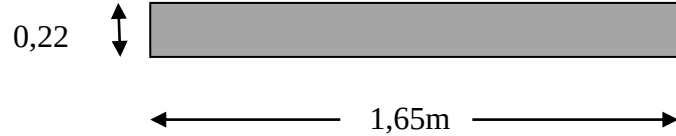


Figure VIII -2) : caractéristiques géométriques

du voile V7 et V8.

b) Sollicitations de calcul :

$$N = 1158,28 \text{ KN.}$$

$$M = 1250,683 \text{ KN.m.}$$

$$V = V' = \frac{L_{voile}}{2} = 0,825\text{m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{1158,28}{0,363} + \frac{1250,683 \times 0,825}{0,082} = 15773,94 \text{ KN/m}^2. \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} = \frac{1158,28}{0,363} - \frac{1250,683 \times 0,825}{0,082} = - 9392,2372 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

c) Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L = \frac{15773,94}{15773,94 + 9392,2372} \times 1,65 = 1,03 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L_c = 1,65 - 1,03 = 0,62 \text{ m.}$$

d) Calcul de la longueur de la bande d :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$d_1 \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right) = 0,68\text{m}$$

On prend : $d = 0.62 \text{ m}$

$d_2 = L_t - d_1 = 0 \text{ m}$ (On le néglige et on généralise lors du ferrailage).

e) Détermination de N :

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t} = 0 \text{ KN/m}^2.$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 636.21 \text{ KN}.$$

f) Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = 15.91 \text{ cm}^2.$$

g) Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.002 \cdot B \right) = 7.11 \text{ cm}^2.$$

h) Ferrailage :

$$A_v = A_{v1} = 15.91 \text{ cm}^2/\text{bande} = 19.04 \text{ cm}^2/\text{nappe}.$$

On opte pour 11HA16 = 22.11 cm² ; avec St = 15 cm.

i) Armatures horizontales :

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4} ; 0.15\%B \right\} = 5.53 \text{ cm}^2$$

On opte pour 16HA10 = 12.56 cm². Avec : St = 25 cm.

j) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par mètre carré.

On opte pour 4 épingles HA8 par mètre carré.

VIII-7) Vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e ; 30cm\} = 30 \text{ cm.}$$

$S_t = 15 \text{ cm}$**Condition vérifiée.**

$S_t = 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon RPA2003 :**

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{1.4 \times 326.18 \times 10^3}{220 \times 0.9 \times 1650} = 1.398 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_b} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.389 \text{ MPa} < \overline{\tau_b} = 5 \text{ MPa}$**Condition vérifiée.**

- **D'après le BAEL 91:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{326.18 \times 10^3}{220 \times 0.9 \times 1650} = 0.998 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.998 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$**Condition vérifiée.**

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 \times A_v} = \frac{680.81 \times 10^3}{0.363 \times 10^6 + 15 \times 22.11 \times 10^2} = 1.719 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.719 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	$h_{poutre}(m)$	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	4.5	3.06	3.06
	L (m)	1.65	1.65	1.65
	e (m)	0.22	0.20	0.20
	B (m ²)	0.363	0.33	0.33
	He	4.500	3.060	3.060
	h	4.15	2.71	2.71
Sollicitations de calcul	T(kN)	326.180	204.180	108.060
	N _{ser} (kN)	680.81	528.41	240.53
	V _u (kN)	456.652	285.852	151.284
	σ_{max} (kN/m ²)	15773.947	6740.616	3296.449
	σ_{min} (kN/m ²)	9392.237	3044.798	2758.873
	Nature de la section	S.P.C	S.P.C	S.P.C
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	Lc	1.03	1.14	0.90
	Lt	0.62	0.51	0.75
	d ₁	0.62	0.26	0.60
	σ_1	0	1522.399	561.240
	N ₁	636.21	117.24	198.82
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	15.91	2.93	4.97
	A _{vj} (cm ²)	12.56	7.86	4.16
	A'v1/bande/nappe	19.04	4.90	6.01
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	7.11	2.7	6.29
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	22.11	16.92	12.43
	Choix de A (cm ²)	11HA16	11HA14	11HA12
	St _{max}	30	30	30
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	5.53	4.95	4.95
	AH adopté (cm ²)	12.56	7.85	7.85
	choix de la section	16HA10	10HA10	10HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	1.398	0.962
	2,5 Mpa	τ_u	0.998	0.687
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	1.719	1.487

Tableau VIII -4) : Ferrailage des voiles longitudinales V7 et V8.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)		4.5	3.06	3.06
	L (m)		1.20	1.20	1.20
	e (m)		0.22	0.20	0.20
	B (m²)		0.264	0.24	0.24
	He		4.500	3.060	3.060
	h		4.15	2.71	2.71
Sollicitations de calcul	T(kN)		227.410	192.230	124.030
	N _{ser} (kN)		830.87	693.92	337.00
	Vu (kN)		318.374	269.122	173.642
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		15979.052	9192.782	6066.847
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		10244.961	1184.115	4009.347
	Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C
	σ_s (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	Lc		0.73	1.06	0.72
	Lt		0.47	0.14	0.48
	d ₁		0.47	0.07	0.48
	σ_1		0	592.057	0
	N ₁		528.32	12.16	193.12
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		13.21	0.31	4.83
	A _{vj} (cm²)		8.76	7.40	4.78
	A'v1/bande/nappe		15.40	2.15	6.02
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		5.41	0.72	5.06
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		16.09	12.31	9.05
	Choix de A (cm²)		8HA16	8HA14	8HA12
	St _{max}		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
	AH /nappe (cm²)		4.02	3.60	3.60
Armatures horizontales	AH adopté (cm²)		12.56	7.85	7.85
	choix de la section		16HA10	10HA10	10HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	1.340	1.246	0.804
	2,5 Mpa	τ_u	0.957	0.890	0.574
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	2.884	2.685	1.329

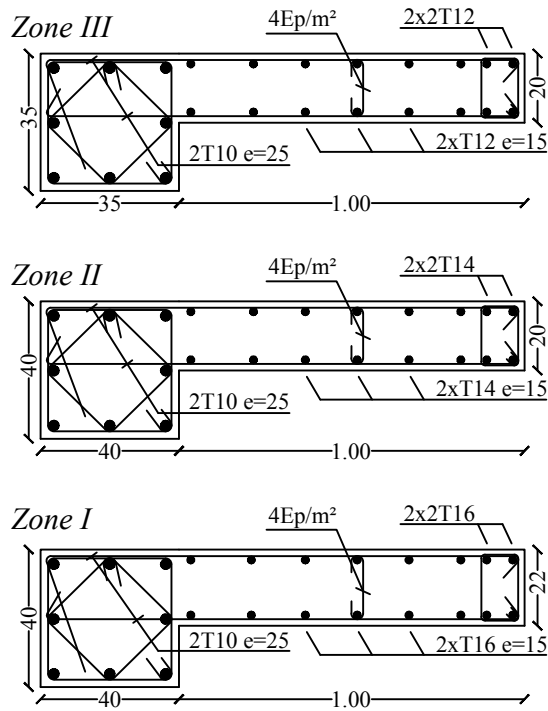
Tableau VIII -5) : Ferrailage des voiles longitudinales V1, V2, V3 et V4.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)		4.5	3.06	3.06
	L (m)		4.00	4.00	4.00
	e (m)		0.22	0.20	0.20
	B (m²)		0.88	0.8	0.8
	He		4.500	3.060	3.060
	h		4.10	2.66	2.66
Sollicitations de calcul	T(kN)		917.910	782.120	437.530
	N _{ser} (kN)		1486.56	1173.07	616.69
	Vu (kN)		1285.074	1094.968	612.542
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		11902.360	7503.071	2348.731
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		8557.064	6054.284	1597.168
	Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C
	σ_s (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	Lc		2.33	2.21	2.38
	Lt		1.67	1.79	1.62
	d ₁		1.55	1.33	1.33
	σ_1		622.158	1546.463	285.157
	N ₁		1566.42	1010.90	250.35
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		39.16	25.27	6.26
	A _{vj} (cm²)		35.34	30.11	16.84
	A' _{v1} /bande/nappe		48.00	32.80	10.47
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		17.92	13.97	13.97
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm²)		50.24	38.47	28.26
	Choix de A (cm²)		25HA16	25HA14	25HA12
	St _{max}		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		13.20	12.00	12.00
	AH adopté (cm²)		13.35	12.56	12.56
	choix de la section		17HA10	16HA10	16HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vérification des contraintes	$\overline{\tau_b} = 5MPa$	τ_b	1.623	1.521	0.851
	2,5 Mpa	τ_u	1.159	1.086	0.608
	$\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$	σ_{bc}	1.556	1.368	0.732

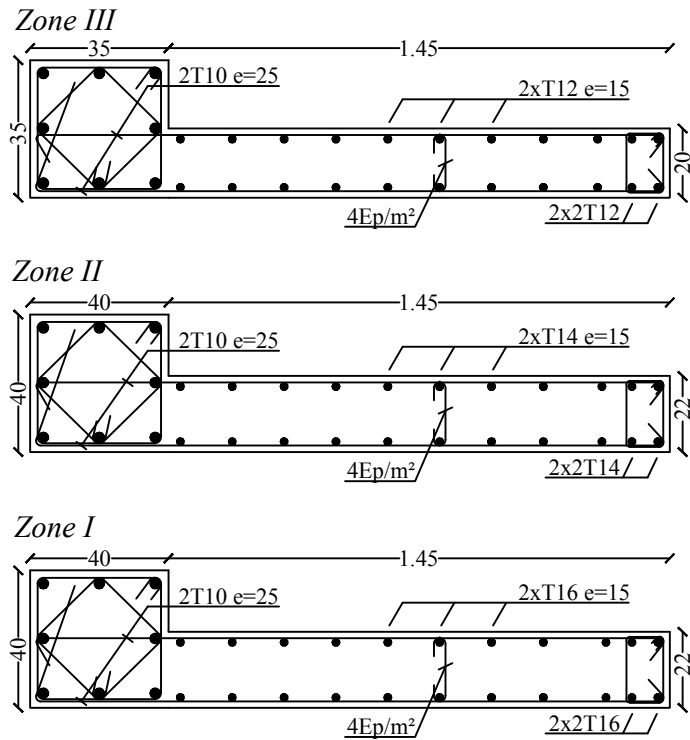
Tableau VIII -6) : Ferrailage des voiles transversales V5 et V6.

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES:

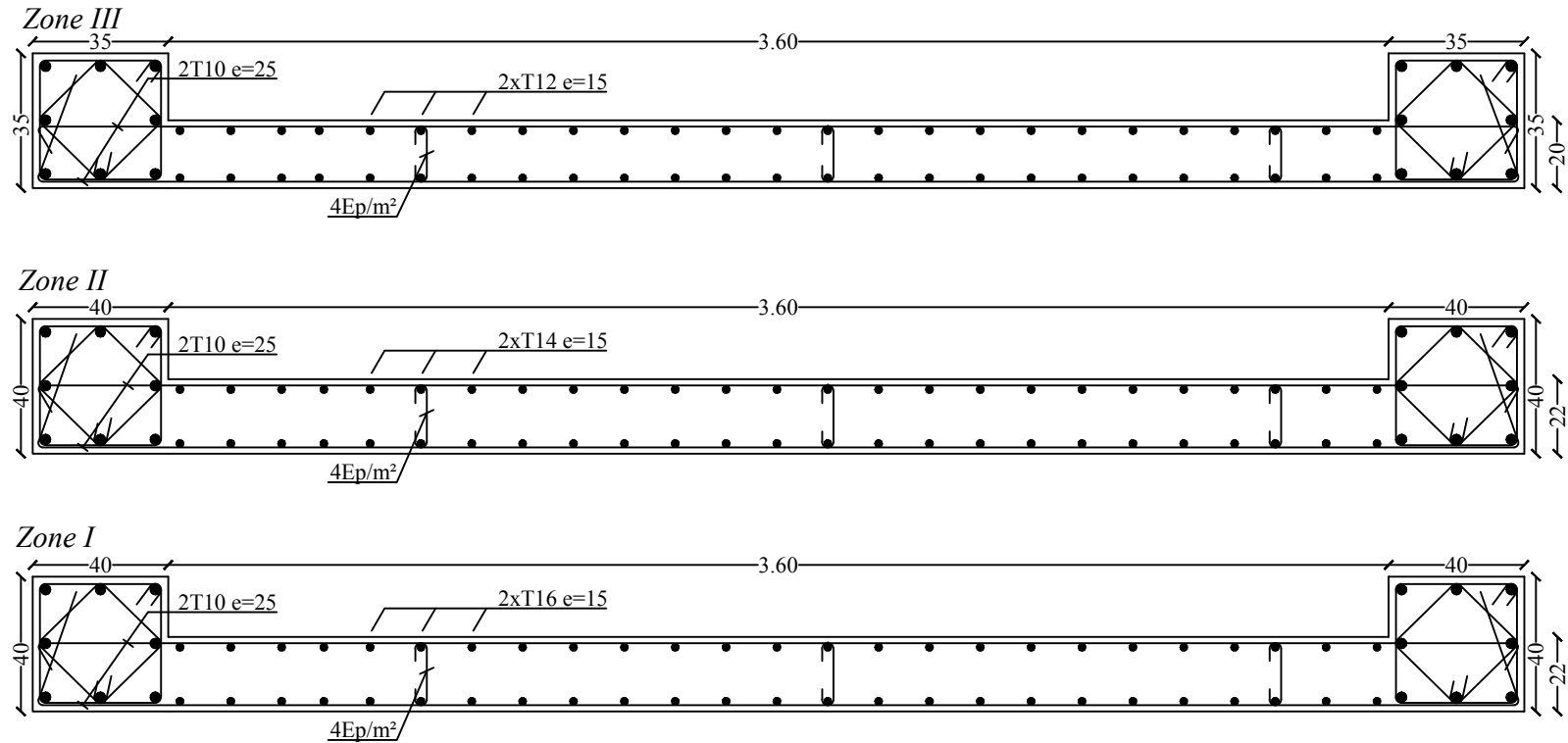
Coff. et Ferr. Voiles V1, V2, V3 et V4



Coff. et Ferr. Voiles V7 et V8



Coff. et Ferr. Voiles V5 et V6



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle Madjene liza.

Melle Medjbour lila.

DIRIGE PAR :

Mr Louzai.A

PROMOTION 2019/2020

TITRE :

FERRAILLAGE DES VOILES

ECHELLE: 1/25

Chapitre IX

Étude de l'infrastructure

IX) Etude de l'infrastructure :**IX - 1) Introduction :**

Une fondation est un organisme de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

➤ **Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2.5$ bars.

➤ **Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie.

IX -2) Dimensionnement :**IX -2-1) Semelles isolées :**

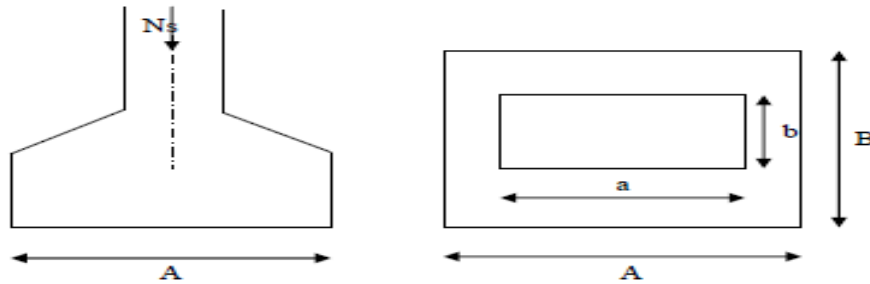
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s \text{ max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{40}{40} = 1.$$

$$\text{D'où: } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

**Figure IX-1) : Schéma de la semelle isolé****Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 1037.65 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0.25 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1037.65}{250}} = 2.03 \text{ m}$$

$$\text{Don : } A = B = 2.03 \text{ m.}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut tenter l'alternative des semelles filantes.

IX –2-2) Semelles filantes :**a) Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \leq B$$

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.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L (m ²)
Vl ₁ /1	830.87	1.20	2.76	3.312
Vl ₁ /2	799.99	1.20	2.66	3.192
Vl ₁ /3	799.90	1.20	2.66	3.192
Vl ₁ /4	830.54	1.20	2.76	3.312
Vl ₂ /1	680.18	1.65	1.64	2.706
Vl ₂ /2	680.81	1.65	1.65	2.7225
ΣS				18.4365

Tableau IX-1) : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
Vt ₁ /1	1486.47	4	1.48	5.92
Vt ₁ /2	1486.56	4	1.48	5.92
ΣS				11.84

Tableau IX-2) : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

$$S_v = \Sigma S_i = 18.4365 + 11.84 = 30.27 \text{ m}^2$$

Avec :

S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b) Semelles filantes sous poteaux :

- Hypothèse de calcul

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle

- Etapes de calcul

- 1- Détermination de la résultante des charges : $R = \Sigma N_i$
- 2- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\Sigma N_i \cdot e_i + \Sigma M_i}{R = \Sigma N_i}$
- 3- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :
 - $e \leq \frac{L}{6} \implies$ Répartition trapézoïdale.
 - $e > \frac{L}{6} \implies$ Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

Poteaux	N _{ser}	M _i	e _i (m)	N _{ser} × e _i
1	896.52	15.224	6.8	6096.336
2	1020.05	-1.727	- 2	-2040.1
3	974.41	2.793	2	1948.82
4	619.92	-12.106	- 6.8	-4215.456
somme	3510.9	4.184	/	1789.6

Tableau IX-3) : Résultante des charges sous poteaux.

• **Exemple de calcul :**

La charge totale transmise par les poteaux est :

$$R = \sum N_i = 3510.9 \text{ kN}$$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$$

$$e = \frac{1789.6 + 4.184}{3510.9} = 0.51 \text{ m}$$

$$e = 0,51 \leq \frac{13.60}{6} = 2.26 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3510.9}{13.6} \left(1 + \frac{6 \times 0.51}{13.6} \right) = 316.24 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3510.9}{13.6} \left(1 - \frac{6 \times 0.51}{13.6} \right) = 200.06 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3510.9}{13.6} \left(1 + \frac{3 \times 0.51}{13.6} \right) = 287.19 \text{ kN/ml}$$

▪ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} \implies B \geq \frac{287.19}{250} = 1.15 \text{ m}$$

On prend : $B = 1.20 \text{ m}$.

On aura donc, la surface de la semelle filante sous poteaux égale à : $Sp = S \times n$

Avec :

n : nombre de portique dans le sens considéré.

$$Sp = (1.20 \times 13.6) \times 6 = 97.92 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $St = Sp + Sv$

$$St = 97.92 + 30.27 = 128.19 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est : $S_{bat} = 247.52 \text{ m}^2$.

$$\frac{St}{S_{bat}} = \frac{128.19}{247.52} = 0.5178 \implies 51.78 \% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 51.78% de la surface du bâtiment.

• **Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte alors pour radier général.

IX –3) Calcul du radier général :

Un radier 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 diminuées du poids propre du radier.

- Caractéristiques du radier :

- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Convenir mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

IX –3-1) Pré-dimensionnement du radier :**1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

2) Selon la condition forfaitaire :

-Sous voiles :

➤ Epaisseur du radier :

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h \leq \frac{l_{max}}{5}$$

h : Épaisseur du radier.

l_{max} : Distance entre deux voiles successifs.

Avec : $l_{max} = 480$ cm

$$\frac{480}{8} \leq h \leq \frac{480}{5} \longrightarrow 60 \leq h \leq 96$$

On prend : **h = 100 cm**

• Sous poteaux :**➤ La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} ; \quad \text{On prend :} \quad h_d = 30 \text{ cm}$$

➤ **La nervure :**

La nervure (poutre) du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \longrightarrow h_n = 100 \text{ cm.}$$

➤ **Dalle flottante:**

$$\frac{l_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{40}$$

$$\frac{480}{50} \leq h_t \leq \frac{480}{40} \longrightarrow 9.6 \leq h_t \leq 12 , \quad \text{soit :} \quad h_t = 10 \text{ cm.}$$

3) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \times EI}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

L_e: Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. **K= 40 [MPa]**

L_{max} : La distance max entre deux poteaux successifs.

Le calcul s'effectue en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

E : le module de Young.

Pour un chargement de longue durée ; E = 10818,87[MPa]

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.80}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.99 \text{ m}$$

On opte : **$h = 100 \text{ cm}$**

Et la largeur égale à :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70 ; \text{ soit } b_n = 50 \text{ cm.}$$

Remarque :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant pour le radier :

$h_d = 30 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle du radier.

$h_t = 10 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle flottante.

$b_n = 50 \text{ cm}$: Largeur de la nervure.

$h_n = 100 \text{ cm}$: Hauteur de la nervure.

IX 3-2) Détermination des sollicitations :

Charge du bâtiment : $G_{\text{bat}} = 17538.96 \text{ KN}$.

Charge d'exploitation : $Q = 4364.05 \text{ KN}$.

Combinaison d'actions :

A l'ELU : **$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 30223.671 \text{ KN}$** .

A l'ELS : **$N_s = G + Q = 21903.01 \text{ KN}$** .

IX 3-3) Détermination de la surface du radier :

A l'ELU :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{30223.67}{1.33 \times 250} = 90.9 \text{ m}^2$$

A l'ELS:

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{21903.01}{250} = 87.61 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 247.52 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = S_{\text{radier}} = 90.9 \text{ m}^2$$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

Avec : **h** : hauteur de la nervure.

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{déb}} = P_{\text{déb}} \times L_{\text{déb}} = (13.6 + 18.2) \times 0.5 \times 2 = 31.8 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 247.52 + 31.8 = 279.32 \text{ m}^2$$

IX-3-4) Détermination des efforts à la base du radier :**1) Poids du radier :**

G_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + Poids de T.V.O + poids de la dalle flottante.

- Poids de la dalle :**

$$G_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 279.32 \times 0.3 \times 25 = 2094.9 \text{ KN.}$$

- Poids de la nervure :**

- **Longueur de la nervure :**

$$L = (l_x \times n) + (l_y \times n) = (18.2 \times 4) + (13.6 \times 6) = 154.4 \text{ m.}$$

- **Poids de la nervure :**

$$G_{\text{nervure}} = [b_n \times (h_n - h_d) \times L] \times \rho_b$$

$$G_{\text{nervure}} = [0.5 \times (1 - 0.3) \times 154.4] \times 25 = 1351 \text{ KN.}$$

- **Poids de la TVO :**

$$G_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{ner})] \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$G_{T.V.O} = [279.32 - (154.4 \times 0.5)] \times (1 - 0.3) \times 17 = 2405.228 \text{ KN.}$$

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$G_{df} = [279.32 - (154.4 \times 0.5)] \times 0.1 \times 25 = 505.3 \text{ KN.}$$

$$G_{rad} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{TVO} + G_{dalle \text{ flottante}}$$

$$G_{rad} = 2094.9 + 1351 + 2405.228 + 505.3 = 6356.428 \text{ KN}$$

2) Poids total de l'ouvrage :

$$\text{Poids du bâtiment : } G_{bat} = 17538.96 \text{ KN}$$

-Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :

$$G_{tot} = G(\text{superstructure}) + G(\text{infrastructure}) = 17538.96 + 6356.428 = 23895.388 \text{ KN.}$$

-Charge d'exploitation totale Q_{tot} :

$$Q_{tot} = Q(\text{superstructure}) + Q(\text{infrastructure}) = 4364.05 + (5 \times 279.32) = 5760.65 \text{ KN.}$$

➤ **Combinaison d'actions :**

- **A l'état limite ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q.$$

$$N_u = 40899.748 \text{ KN.}$$

- **A l'état limite de service :**

$$N_s = G + Q.$$

$$N_s = 29656.038 \text{ KN.}$$

- **A l'état sismique :**

$$N_a = G + 0.2Q.$$

$$N_a = 25047.518 \text{ KN.}$$

- **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**
- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9.1 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6.8 \text{ m.}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{18.2 \times 13.6^3}{12} = 3815.10 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{13.6 \times 18.2^3}{12} = 6832.37 \text{ m}^4$$

IX-3-5) Vérifications :

- ❖ **Vérification à la contrainte de cisaillement :(BAEL91/Art A.5.1.211) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ [MPa]}\right)$$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm.}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{40899.748 \times 1}{279.32} \times \frac{4.8}{2} = 351.42 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{351.42 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.30 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par des efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

On doit vérifier les conditions suivantes :

➤ ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

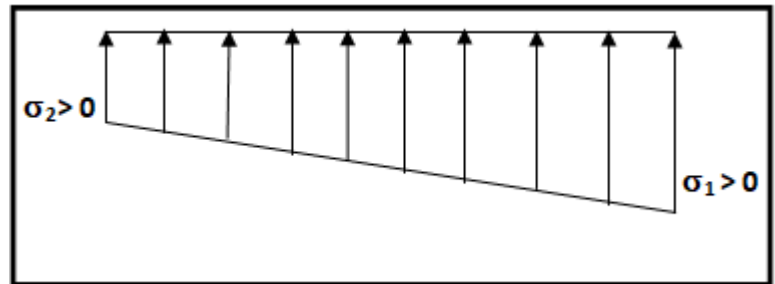
➤ ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

V : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.



Sens longitudinal xx :

A l'ELU : $N_u = 40899.748 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} = \frac{40899.748}{279.32} = 146.42 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{40899.748}{279.32} = 146.42 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 146.42 + 146.42}{4} = 146.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 146.42 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{\text{sol}} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS : $N_s = 29656.038 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} = \frac{29656.038}{279.32} = 106.17 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{29656.038}{279.32} = 106.17 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 106.17 + 106.17}{4} = 106.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 106.17 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'état sismique : $N_a = 25047.518 \text{ KN}$.

$$M_{\text{OX}} = 24086.789 \text{ KN.m} ; \quad T_{\text{OX}} = 1615.14 \text{ KN}.$$

$$M_X = M_{\text{OX}} + T_{\text{OX}} \times h = 24086.789 + 1615.14 \times 1 = 25701.929 \text{ KN}.$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{40899.748}{279.32} + \frac{25701.929}{6832.37} \times 9.1 = 180.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{40899.748}{279.32} - \frac{25701.929}{6832.37} \times 9.1 = 112.19 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 180.65 + 112.19}{4} = 163.535 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 163.535 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens longitudinal yy :

A l'ELU : $N_u = 40899.748 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} = \frac{40899.748}{279.32} = 146.42 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{40899.748}{279.32} = 146.42 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 146.42 + 146.42}{4} = 146.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 146.42 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{\text{sol}} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS : $N_s = 29656.038 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} = \frac{29656.038}{279.32} = 106.17 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{29656.038}{279.32} = 106.17 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 106.17 + 106.17}{4} = 106.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 106.17 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'état sismique : $N_a = 25047.518 \text{ KN}$.

$$M_{Oy} = 26317.587 \text{ KN.m} ; \quad T_{Oy} = 1755.82 \text{ KN}.$$

$$M_y = M_{Oy} + T_{Oy} \times h = 26317.587 + 1755.82 \times 1 = 28073.407 \text{ KN}.$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{40899.748}{279.32} + \frac{28073.407}{3815.10} \times 6.8 = 196.46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{40899.748}{279.32} - \frac{28073.407}{3815.10} \times 6.8 = 96.38 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 180.65 + 112.19}{4} = 171.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 171.44 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$P \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier, $P = 17538.96 \text{ KN}$.

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement, $F_s = 1.5$.

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

Z : Profondeur de l'infrastructure ($Z = 1 \text{ m}$).

S : Surface du radier, ($S = 279.32 \text{ m}^2$)

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1.5 \times 10 \times 1 \times 279.32 = 4189.8 \text{ KN}.$$

Donc : $P = 17538.96 \text{ KN} > 4189.8 \text{ KN}$. $\longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\longrightarrow$ Pas de risque de soulèvement.

❖ **Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

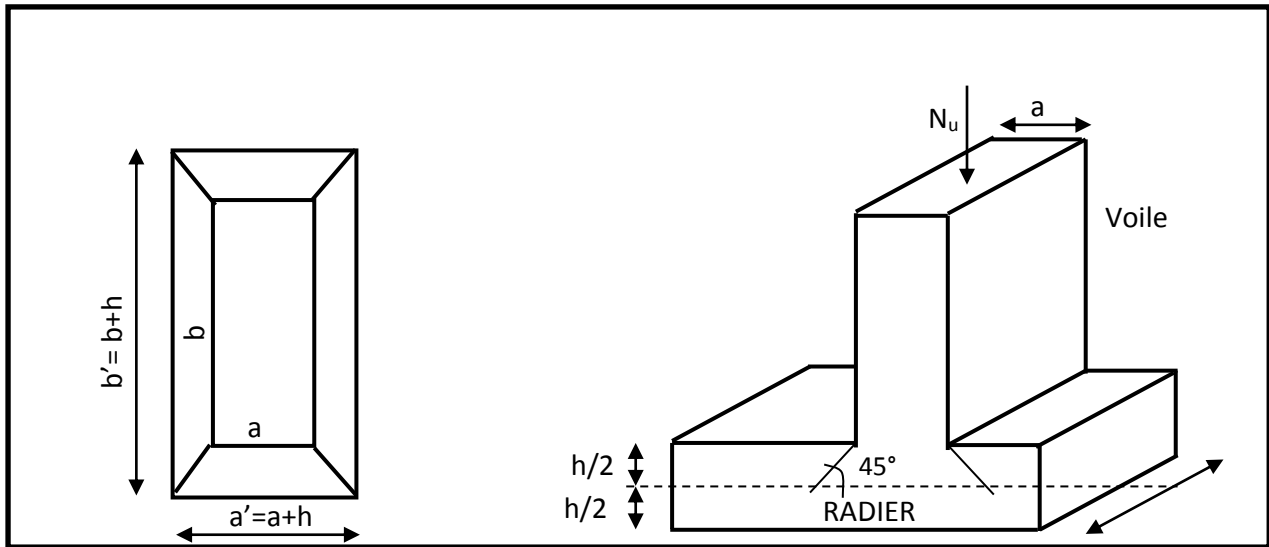


Figure IX-2) : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :**Poteaux :**

$$\mu_c = 2. (a' + b') = 2. (a + b + 2. h) = 2 \times (0.40 + 0.40 + 2 \times 1) = 5.6 \text{ m.}$$

$$N_u = 1434.31 \text{ KN}$$

$$N_u = 1434.31 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 5.6 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4200 \text{ KN.}$$

Voile (pour une bande de 1m) :

$$\mu_c = 2. (a' + b') = 2. (a + b + 2. h) = 2 \times (0.22 + 1 + 2 \times 1) = 6.44 \text{ m.}$$

$$N_u = 2043.93 \text{ KN}$$

$$N_u = 2043.93 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 6.44 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4830 \text{ KN.}$$

IX-3-6) Conclusions :

Toutes les conditions sont vérifiées.

IX-4) Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91

a) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considéra le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

On distingue deux cas :

- **1^{er} cas :** $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée) $M_{ox} = q_u \frac{l_x^2}{8}$; $M_{oy} = 0$.
- **2^{ème} cas :** $0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Dans le sens de la petite portée $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Dans le sens de la grande portée $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

$$l_y = 4.8m.$$

$$l_x = 4m.$$

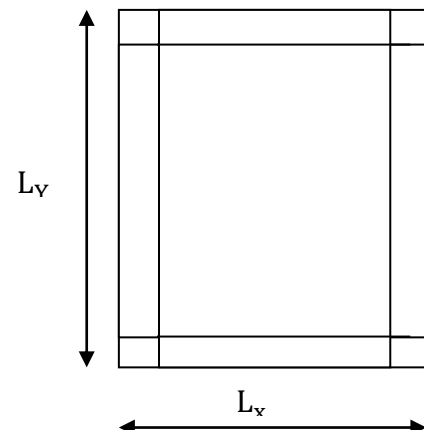
Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargement sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{4.80} = 0.83$$

$$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$



Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m = 146.42 \text{ KN/m}^2$.
- La contrainte moyenne max à l'ELS : $\sigma_m = 106.17 \text{ KN/m}^2$.

A l'ELU :

$$q_{um} = \left[\sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right] \times 1\text{ml} = \left[146.42 - \frac{6356.428}{279.32} \right] \times 1\text{ml} = 123.66 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$q_{sm} = \left[\sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right] \times 1\text{ml} = \left[106.17 - \frac{6356.428}{279.32} \right] \times 1\text{ml} = 83.41 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul à l'ELU :

Evaluations des moment M_x , M_y :

$$\nu = 0 ; \rho = 0.83 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0531 \\ \mu_y = 0.649 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

$$M_{ox} = 0.0531 \times 123.66 \times 4^2 = 105.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0.649 \times 105.06 = 68.18 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ces appuis :

-Moment en travée : $0.75M_{ox}$ ou $0.75M_{oy}$

-Moment sur appuis : $0.5M_{ox}$ ou $0.5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

-Moment en travée : $0.85M_{ox}$ ou $0.85M_{oy}$

-Moment sur appuis de rive : $0.3M_{ox}$ ou $0.3M_{oy}$

-Moment sur appuis intermédiaire : $0.5M_{ox}$ ou $0.5M_{oy}$

❖ **Moment sur appui :**

$$M_x^a = 0.5 \times 105.06 = 52.53 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = 0.5 \times 68.18 = 34.09 \text{ KN.m.}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0.75 \times 105.06 = 78.795 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 68.18 = 51.135 \text{ KN.m.}$$

-Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x :➤ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{52.53 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.059 < 0.392 \rightarrow SSA.$$

$$\beta = 0.9695.$$

$$A_u^a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{52.53 \times 10^3}{0.9695 \times 25 \times 348} = 6.22 \text{ cm}^2.$$

Soit : **8HA12 = 9.05 cm²** avec un espacement **e = 10cm**.

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{78.795 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.088 < 0.392 \rightarrow SSA.$$

$$\beta = 0.954.$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{78.795 \times 10^3}{0.954 \times 25 \times 348} = 9.49 \text{ cm}^2.$$

Soit : **8HA14 = 12.31 cm²** avec un espacement **e = 10cm**

-Ferrailage longitudinal suivant le sens y-y :➤ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{34.09 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392 \rightarrow SSA.$$

$$\beta = 0.981.$$

$$A_u^a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{34.09 \times 10^3}{0.981 \times 25 \times 348} = 3.99 \text{ cm}^2.$$

Soit : **8HA12 = 9.05 cm²** avec un espacement **e = 10cm**.

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{51.135 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.058 < 0.392 \rightarrow SSA.$$

$$\beta = 0.970.$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{51.135 \times 10^3}{0.970 \times 25 \times 348} = 6.06 \text{ cm}^2.$$

Soit : **8HA12 = 9.05 cm²** avec un espacement **e = 10cm**.

c) Vérification de la condition de non fragilité :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

Avec :

ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les **HA FeE400**).

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3 - 0.83}{2} \right) = 2.604 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Armatures parallèles à Lx :

En appuis: $A_u^a = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2.604 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En travée: $A_u^t = 12.31 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2.604 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• Armatures parallèles à Ly :

En appuis: $A_u^a = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2.604 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En travée: $A_u^t = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2.604 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous :

• Sens x-x :

$$S_t \leq \min\{3h; 33 [\text{cm}]\} \longrightarrow S_t \leq \min\{90; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Sens y-y :

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ [cm]}\} \longrightarrow S_t \leq \min\{120 ; 45\text{cm}\}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Vérifications à l'ELS :

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

➤ **Evaluation des moment M_x, M_y :**

$$v = 0.2 ; \rho = 0.83 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0600 \\ \mu_y = 0.750 \end{array} \right.$$

$$q_s = 83.41 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0600 \times 83.41 \times (4)^2 = 80.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.750 \times 80.07 = 60.05 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment sur appui :**

$$M_x^a = 0.5 \times 80.07 = 40.035 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = 0.5 \times 60.05 = 30.025 \text{ KN.m.}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0.75 \times 80.07 = 60.05 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 60.05 = 45.037 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

▪ **Sens x-x :**

• **Aux appuis :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 25} = 0.362 \rightarrow \rho = 0.362 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.906 \\ K_1 = 38.76 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{40.035 \times 10^3}{0.906 \times 25 \times 9,05} = 195,309 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{195,309}{38,76} = 5.03 \text{ MPa.} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\text{On a : } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12,31}{100 \times 25} = 0.492 \rightarrow \rho = 0.492 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0.894 \\ K_1 = 32.17 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{60.05 \times 10^3}{0.894 \times 25 \times 12,31} = 218.26 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{218.26}{32.17} = 6.78 \text{ MPa.} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Sens y-y :**

• **Aux appuis :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.05}{100 \times 25} = 0.362 \rightarrow \rho = 0.362 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0.906 \\ K_1 = 38.76 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{30.025 \times 10^3}{0.906 \times 25 \times 9.05} = 146.48 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{146.48}{38.76} = 3.78 \text{ MPa.} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\text{On a : } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.05}{100 \times 25} = 0.362 \rightarrow \rho = 0.362 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0.906 \\ K_1 = 38.76 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{45.037 \times 10^3}{0.906 \times 25 \times 9.05} = 219.71 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{219.71}{38.76} = 5.67 \text{ MPa.} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

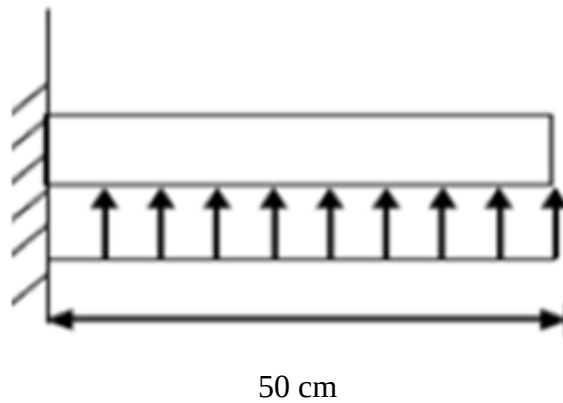


Figure IX-3) : Schéma statique du débord.

a) Sollicitation de calcul :

- A L'ELU : $q_u = 123.66 \text{ KN/m}^2$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{123.66 \times 0.5^2}{2} = -15.45 \text{ KN.m}$$

- A L'ELS: $q_s = 83.41 \text{ KN/m}^2$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{83.41 \times 0.5^2}{2} = -10.42 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 25 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.45}{1 \times 0.25^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.017 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.017 \longrightarrow \beta = 0.9915$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.45 \times 10^2}{0.9915 \times 25 \times 34.8} = 1.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4HA12 = 4.52 cm²/ml** avec un espacement **s_t = 25 cm**

c) Vérification à l'ELU :**➤ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 25 \times 2.1}{400} = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \longrightarrow \text{Soit: } \mathbf{2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$
 avec un espacement de **20cm**.

d) Vérification à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 25} = 0.180 \longrightarrow \beta_1 = 0.931 \longrightarrow K_1 = 57.46$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.42 \times 10^6}{0.931 \times 250 \times 452} = 99.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 1.72 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte dans les aciers :

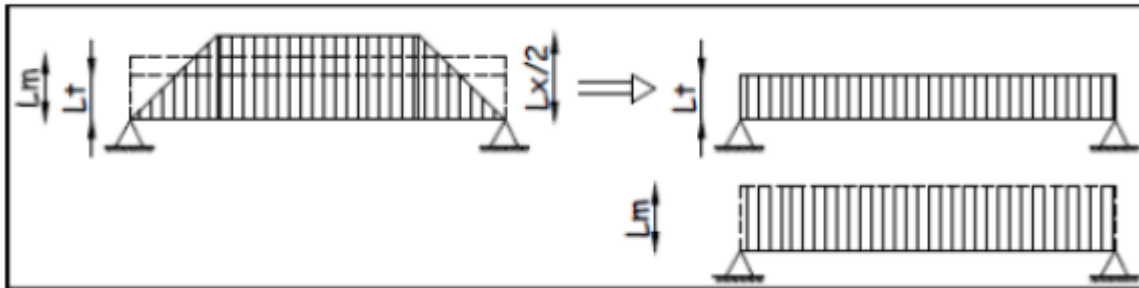
$$\sigma_{st} = 99.04 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord. Le ferrailage du débord sera continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

XI-5) calcul des nervures :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport ρ est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires..
- 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.



Deux types de chargement peuvent se présenter :

- **1^{er} Cas : Chargement triangulaires :**

Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.

- **2^{ème} Cas : Chargement trapézoïdale :**

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	panneau	L _x [m]	L _y [m]	ρ _x	chargement	L _m [m]	L _t [m]	q _u [KN/m²]	q _s [KN/m²]	P _m [KN/m]	∑ P _m [KN/m]	P _{ms} [KN/m]	∑ P _{ms} [KN/m]	P _t [KN/m]	∑ P _t [KN/m]	P _{ts} [KN/m]	∑ P _{ts} [KN/m]
AB	1	3.5	4	0.875	Triangulaire	1.16	0.875	123.66	83.41	144.125	288.25	97.214	194.428	108.20	216.4	72.98	145.96
	2	3.5	4.8	0.729	Triangulaire	1.16	0.875	123.66	83.41	144.125		97.214		108.20		72.98	
BC	1	4	4	1	Triangulaire	1.33	1	123.66	83.41	164.715	329.43	111.10	222.2	123.66	247.32	83.41	166.82
	2	4	4.8	0.83	Triangulaire	1.33	1	123.66	83.41	164.715		111.10		123.66		83.41	
CD	1	3.2	4	0.8	Triangulaire	1.06	0.8	123.66	83.41	131.772	263.544	88.88	177.76	98.928	197.856	66.728	133.456
	2	3.2	4.80	0.67	Triangulaire	1.06	0.8	123.66	83.41	131.772		88.88		98.928		66.728	
DE	1	4	4	1	Triangulaire	1.33	1	123.66	83.41	164.715	329.43	111.10	222.2	123.66	247.32	83.41	166.82
	2	4	4.80	0.83	Triangulaire	1.33	1	123.66	83.41	164.715		111.10		123.66		83.41	
EF	1	3.5	4	0.875	Triangulaire	1.16	0.875	123.66	83.41	144.125	288.25	97.214	194.428	108.20	216.4	72.98	145.96
	2	3.5	4.80	0.729	Triangulaire	1.16	0.875	123.66	83.41	144.125		97.214		108.20		72.98	

Tableau IX-4) : valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure suivant XX.

Travée	panneau	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	chargement	L_m [m]	L_t [m]	q_u [KN/m ²]	q_s [KN/m ²]	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										P_m [KN/m]	$\sum P_m$ [KN/m]	P_{ms} [KN/m]	$\sum P_{ms}$ [KN/m]	P_t [KN/m]	$\sum P_t$ [KN/m]	P_{ts} [KN/m]	$\sum P_{ts}$ [KN/m]
1_2	1	3.5	4.8	0.729	Trapézoïdal	1.44	1.11	123.66	83.41	178.05	368.12	120.097	248.30	137.50	281.77	92.75	190.06
	2	4	4.8	0.83	Trapézoïdal	1.53	1.16	123.66	83.41	190.07		128.20		144.27		97.31	
2_3	1	3.5	4	0.875	Trapézoïdal	1.30	0.98	123.66	83.41	161.17	325.88	108.71	219.81	121.72	245.38	82.10	165.51
	2	4	4	1	Triangulaire	1.332	1	123.66	83.41	164.71		111.10		123.66		83.41	
3_4	1	3.5	4.8	0.729	Trapézoïdal	1.44	1.11	123.66	83.41	178.05	368.12	120.09	248.30	137.50	281.77	92.75	190.06
	2	4	4.8	0.83	Trapézoïdal	1.53	1.16	123.66	83.41	190.07		128.207		144.27		97.31	

Tableau IX-5) : valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure suivant YY.

XI-5-1) Détermination des sollicitations :

➤ Sens x-x :

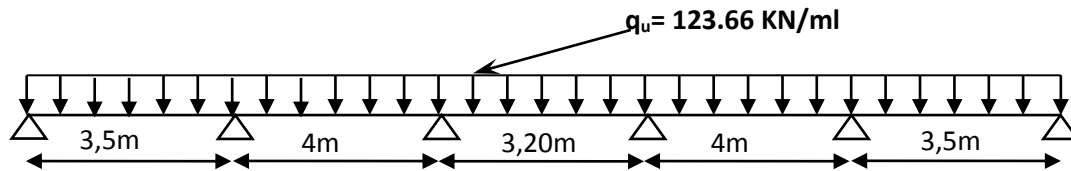
1) A l'ELU : $q_u = 123.66 \text{ KN/ml}$ 

Figure IX-4) : Schéma statique de la nervure(x-x)

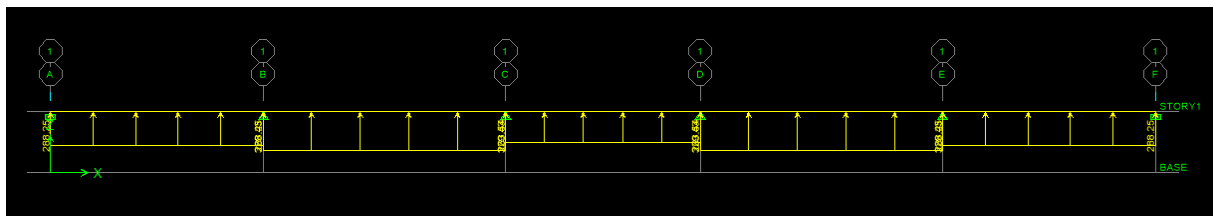


Figure IX-5) : Le chargement à l'ELU(KN.m)

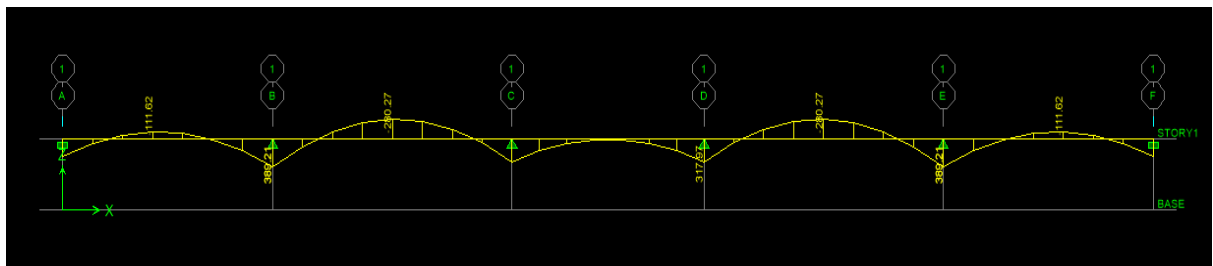


Figure IX-6) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

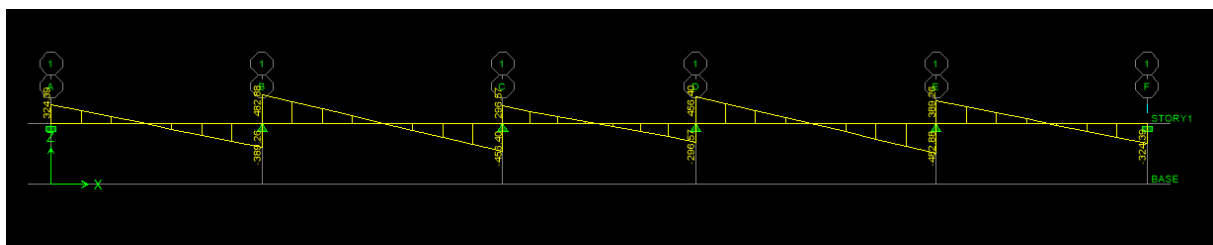


Figure IX-7) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(KN)

Le ferrailage se fera avec le moment max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_t^{max} = -280.27 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 389.21 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; d = 95 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

$$M_a^{max} = 389.21 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{389.21 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14.2} = 0.060 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.060 \longrightarrow \beta = 0.969$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{389.21 \times 10^3}{0.969 \times 95 \times 348} = 12.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA16} + 4\text{HA12} = 12.56 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$M_t^{max} = -280.27 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{280.27 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14.2} = 0.043 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.043 \longrightarrow \beta = 0.9785$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{280.27 \times 10^3}{0.9785 \times 95 \times 348} = 8.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA16} + 4\text{HA12} = 12.56 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 95 \times 2.1}{400} = 5.73 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_a = 12.56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.73 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 12.56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.73 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1.2 \right\} = 14.4 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

c) Armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\phi \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right) = (28.57; 50; 12) \rightarrow \text{on prend } \phi = 10\text{mm}$$

d) Contrainte de cisaillement :

$$T_{u\max} = 482.88 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]} \right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{482.88 \times 10^3}{500 \times 950} = 1.01 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) ELS : $q_u = 83.41 \text{ KN/ml}$

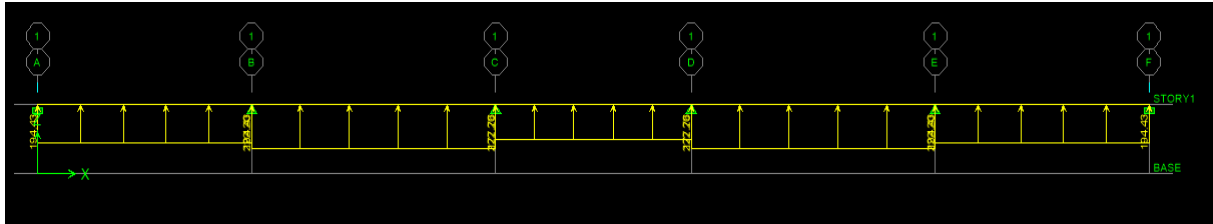


Figure IX-8) : Le chargement à l'ELS(KN/m)

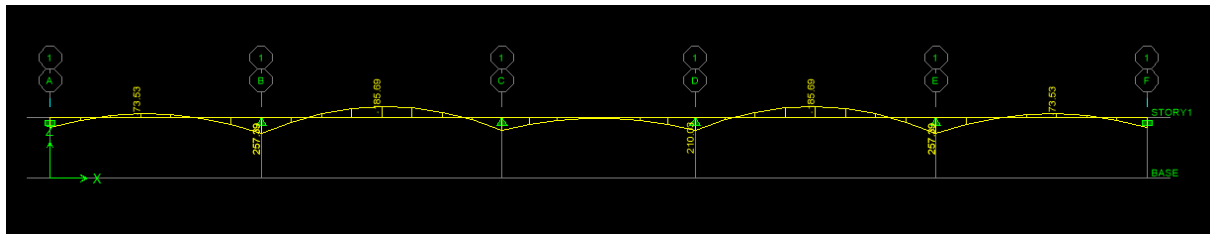


Figure IX-9) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

• Aux appuis :

$$M_a^{max} = 257.39 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 12.56}{50 \times 95} = 0.26 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \alpha_1 = 0.243 \\ \beta_1 = 0.919 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{257.39 \times 10^3}{0.919 \times 95 \times 12.56} = 234.72 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 234.72 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0.03 \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0.03 \sigma_s = 0.03 \times 234.72 = 7.04 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

- **En travée :**

$$M_t^{max} = -185.69 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 12.56}{50 \times 95} = 0.26 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \alpha_1 = 0.243 \\ \beta_1 = 0.919 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{185.69 \times 10^3}{0.919 \times 95 \times 12.56} = 169.34 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 169.34 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0.03 \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0.03 \sigma_s = 0.03 \times 169.34 = 5.080 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

➤ **Sens y-y :**

1) A l'ELU : $q_u = 123.66 \text{ KN/ml}$

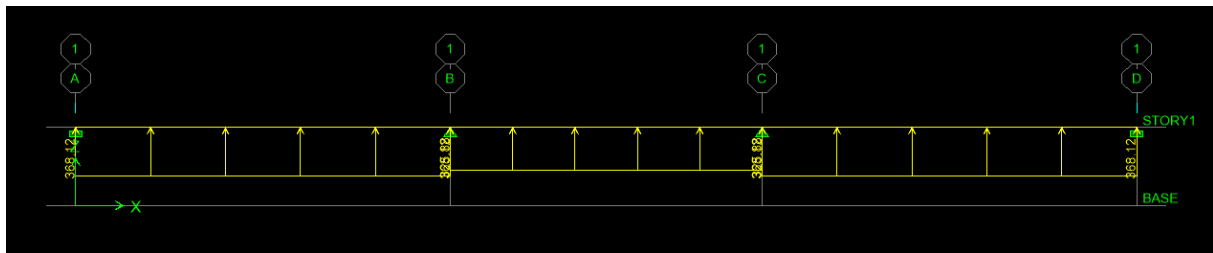


Figure IX-10) : Le Chargement à l'ELU

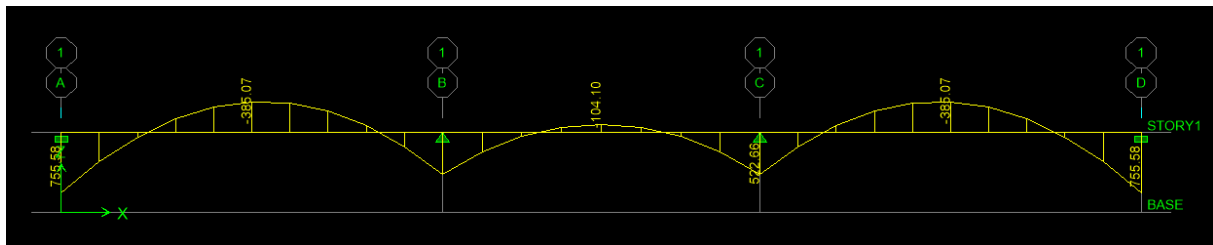


Figure IX-11) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

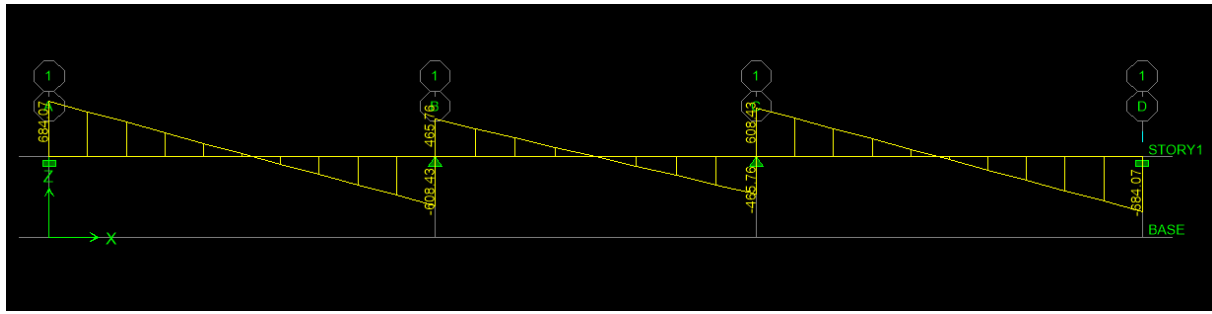


Figure IX-12) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(KN)

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_t^{max} = -385.07 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 755.58 \text{ KN.m}$$

$$b = 50\text{cm} ; h = 100\text{ cm} ; d = 95\text{cm} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

$$M_a^{max} = 755.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{755.58 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14.2} = 0.118 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.118 \longrightarrow \beta = 0.937$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{755.58 \times 10^3}{0.937 \times 95 \times 348} = 24.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}20 + 8\text{HA}16 = 28.65 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$M_t^{max} = -385.07 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{385.07 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14.2} = 0.060 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.060 \longrightarrow \beta = 0.969$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{385.07 \times 10^3}{0.969 \times 95 \times 348} = 12.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}20 + 4\text{HA}14 = 15.64 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification à l'ELU :****e) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 95 \times 2.1}{400} = 5.73 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_a = 28.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.73 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 15.64 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.73 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1.4 \right\} = 16.8 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

g) Armatures transversales minimales :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 50 = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\phi \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right) = (28.57; 50; 14) \rightarrow \text{on prend } \phi = 10 \text{ mm}$$

h) Contrainte de cisaillement :

$$T_{u\max} = 684.07 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ [MPa]} \right) = \min(2.5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2.5 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{684.07 \times 10^3}{500 \times 950} = 1.44 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) ELS : $q_u = 83.41 \text{ KN/ml}$

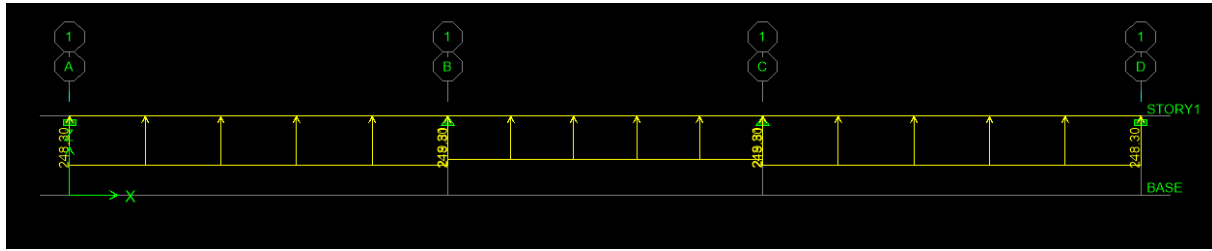


Figure IX-13) : Le chargement à l'ELS(KN/m)

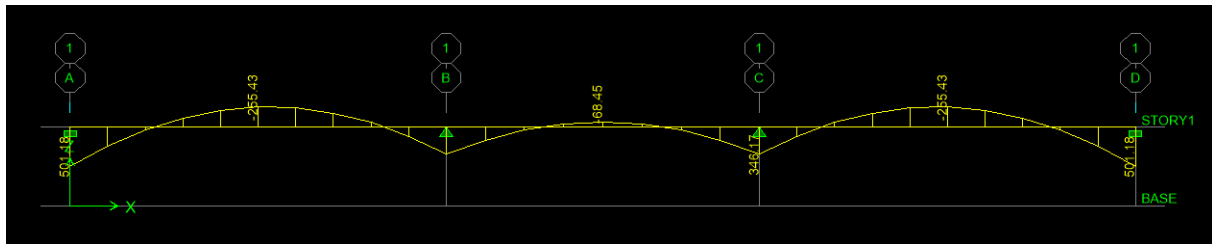


Figure IX-14) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

• **Aux appuis :**

$$M_a^{max} = 501.18 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 28.65}{50 \times 95} = 0.603 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0.345 \\ \beta_1 = 0.885 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{501.18 \times 10^3}{0.885 \times 95 \times 28.65} = 208.06 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 208.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0.03 \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0.03 \sigma_s = 0.03 \times 208.06 = 6.24 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

• **En travée :**

$$M_t^{max} = -255.43 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 15.64}{50 \times 95} = 0.329 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0.270 \\ \beta_1 = 0.910 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{255.43 \times 10^3}{0.910 \times 95 \times 15.64} = 188.916 \text{ MPa.}$$

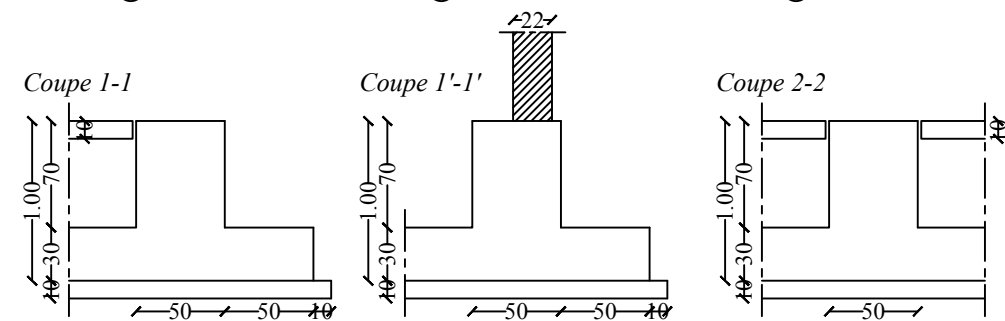
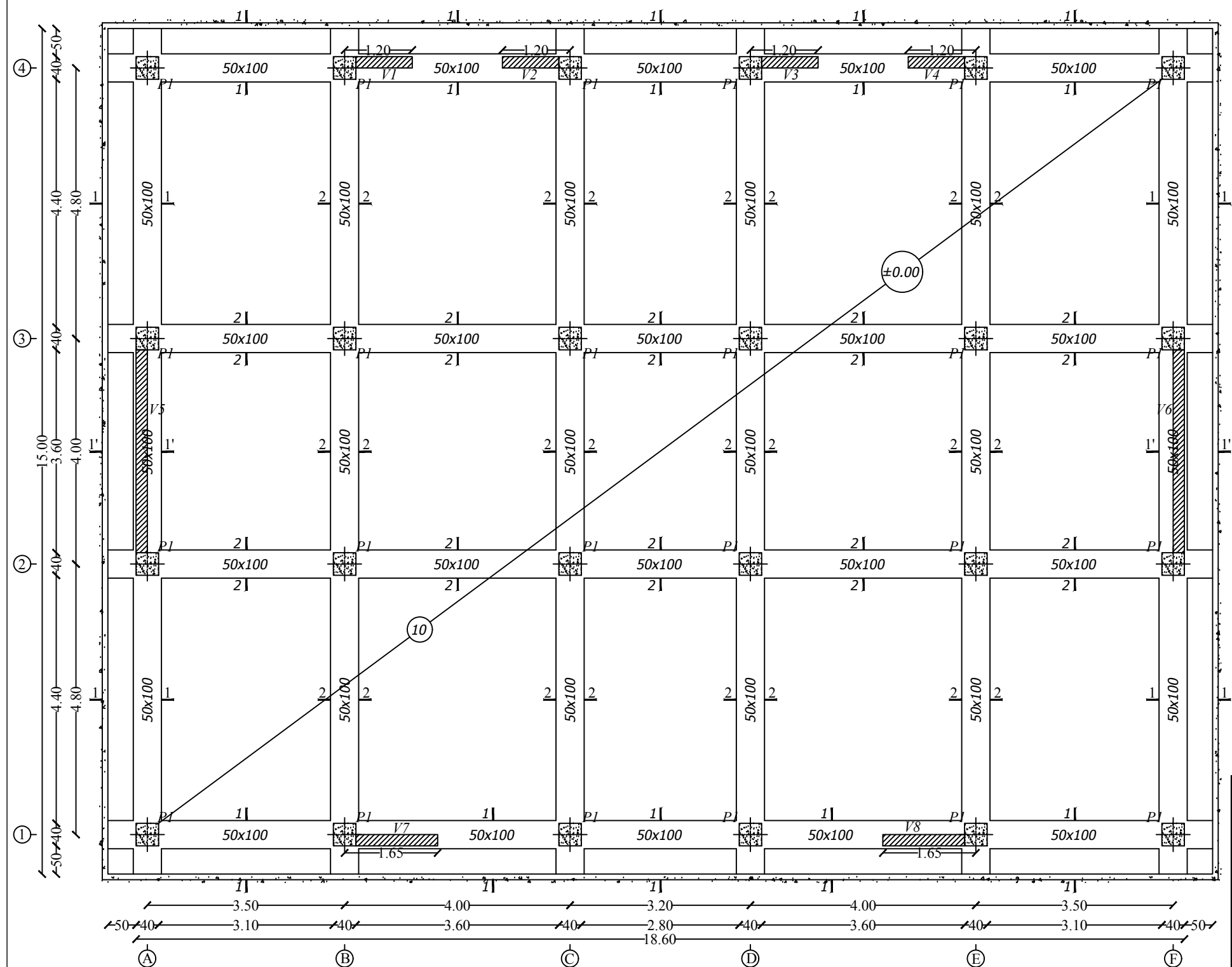
$$\sigma_s = 188.916 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0.03 \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0.03 \sigma_s = 0.03 \times 188.916 = 5.66 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

PLAN DE FONDATIONS Niv ±0.00 :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Melle Madjene liza.
Melle Medjbour lila.

DIRIGE PAR :
Mr Louzai.A

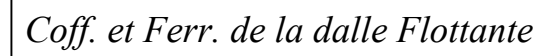
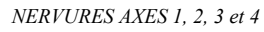
PROMOTION 2019/2020

TITRE :

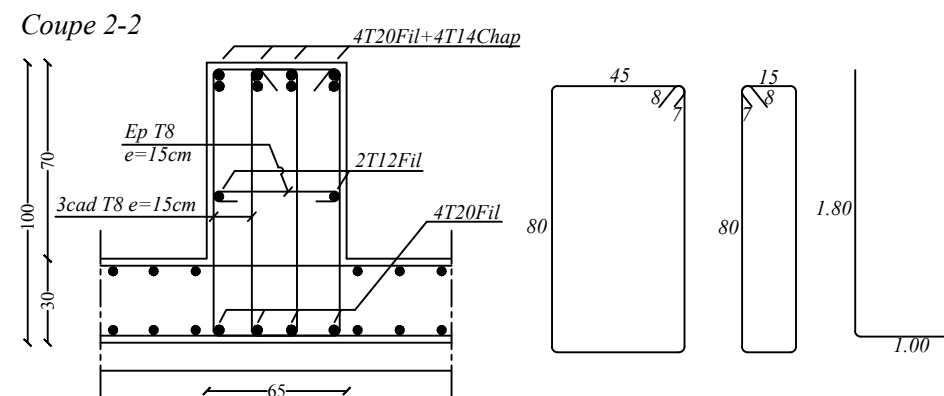
PLAN DE FONDATIONS Niv ±0.00

ECHELLE: 1/50

NERVURES AXES A, B, C, D, E et F



T.S T5 M=150X150



ECHELLE: 1/25

Conclusion générale

Conclusion générale

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

Références bibliographie

Références bibliographie

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Jean- Pierre Mougin).
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7.0
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2016.
- WORD 2016.
- AUTOCAD 2014.

Ouvrage :

- Formulaire du béton armé de (Tomes 1et 2 Victor DAVIDOVICI).
- Les abaques de PIGEAUD.
- Formulaire de RDM youde xiong.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

