République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université mouloud MAMMERI de Tizi Ouzou
Faculté de génie de la construction
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Construction civile et industrielle

Mémoire de fin d'études

THEME

Etude d'un bâtiment à usage multiple R +6 + entre sol contreventé par voile et portique

Rédigé par :
- HAMITOUCHE Djamila
- HAOUCHINE Djouher

Encadré par :
BEN YAHI.K

Année Universitaire : 2019/2020

Remerciements

Avant tout, nous remercions le bon Dieu, le Tout Puissant, de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce projet à terme.

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur M. Karim BEN YAHI de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Mes remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es).

Que toute personne qui, d'une manière ou d'une autre, nous a aidée et encouragé trouve ici l'expression de nos sincères reconnaissances.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I-1- Présentation du projet et description de l'ouvrage:.....p1
I.2. Caractéristique géométrique du bâtiment p1
I.3. Règlements utilisés et normes de conception.....p1
I.4. Les éléments de l'ouvrage p2
I.5.Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....p4

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments.

II.1 Les planchers P12
II.2 Les poutres p14
II.3 Pré dimensionnement des voiles.....p16
II.4 Les poteaux p18
II.5 Détermination des charges et surcharges p18
II.6 Loi de dégression des surcharges p25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.A. Les planchers à corps creux p31
III.B. Escalier p72
III.C. Poutre palière.....p108
III.D. Poutre palière brisée p117
III.E .Acrotère.....p130
III.F. Poutre de chainage.....p138
III.G. Les balcons.....p149
III.H. La salle machine p158

Chapitre IV : présentation du logiciel ETABS.

IV. 1.Définition d'un logiciel de calcul p169
IV.2. Description de logiciel ETABS p169
IV.3. Caractéristiques principales du logiciel ETABS p170
IV.4. Quelques définitions.....p170
IV.5.Etapes de Modélisation p171
IV.6. Étapes de modélisation.....p171

Chapitre V : vérification des conditions de RPA.

V.I. Choix de la méthode de calcul ……p187
V.II. Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 modifier 2003 :
V.II.1. Justification du système de contreventement R ……..p189
V.II.2. vérification de l'effort normale réduit ……p193
V.II.3. Pourcentage de participation de la masse modale……..p194
V.II.4. Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure……p196
V.II.5. Vérification de l'effort sismique dynamique ……p201
V.II.6. Vérification du déplacement inter-étages……p201
V.II.7. Vérifications De l'effet P-Delta ……p203

Chapitre VI : Ferraillage des éléments.

VI. Introduction ……..p205
VI .A. Ferraillage des poutres ……p205
VI.B. Ferraillage des poteaux ……..p218
VI.C. Ferraillage des voiles……p232

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

VII.1. Introduction……p248
VII.2. Choix du type de fondation ……p248
VII.3. Dimensionnement des fondations……p248
VII.4. Ferraillage du radier……..p259
VII.5. Ferraillage du débord……..p264
VII.6. Ferraillage des nervures ……p265

Chapitre VIII : Etude du mur plaque.

VIII.1. Introduction……p275
VIII.2. Pré-dimensionnement du mur plaque……p275
VIII.3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol……p275
VIII.4. Méthode de calcul……p276
VIII.5. Détermination des sollicitations……p276

Conclusion générale

Liste des figures

Chapitre I : Présentation et caractéristiques de l'ouvrage

Figure I.1 *: Composants d'un escalier*
Figure I-2 : *Mur en double cloisons*
Figure I-3 : *Mur en simple cloison*
Figure I.4 *: Diagramme « Contraintes - Déformations » du Béton à l'E.L.U. (Diagramme parabole-rectangle)*
Figure I.5 : *Diagramme «Contraintes-Déformations» du Béton à l'E.L.S.(Diagramme linéaire)*
Figure. I.6 : *Diagramme contrainte-déformation de l'acier*

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1 : *Coupe du plancher à corps creux*
Figure II.2: *section des poutres*
Figure II-3 : *Coupe de voile en élévation*
Figure II.4 : *Coupe des voiles en plan*
Figure II.4:*Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible*
Figure II-5*. Coupe du plancher d'étage courant*
Figure II.6: *Coupe verticale du mur extérieur*
Figure II.7 : *Coupe transversale du mur simple cloison*
Figure. II.8 : *Coupe transversale de la dalle pleine*
Figure II.9 *: Surface d'influence du poteau le plus sollicité*

Chapitre III : calcul des éléments

Plancher

Figure III.A.1 *: Ferraillage de la dalle de compression*
Figure III.A.2 : *Schéma statique de la poutrelle*
Figure. III.A.3 *: Coupe schématique de la poutrelle*
Figure III.B.5 : *Schéma statique de la poutre continue reposant sur neuf appuis*
Figure. III.A.4 : *Diagramme des efforts tranchant à l'ELU*
Figure. III.A.6: *Diagramme des moments fléchissant à l'ELU*
Figure III.A.7 : *Schéma statique de la poutre continue reposant sur 3 appuis*
Figure. III.A.8 : *Diagramme des efforts tranchant à l'ELU*
Figure. III.A.8: *Diagramme des moments fléchissant à l'ELU*
Figure III.A.10 : *Schéma statique de la poutre continue reposant sur 5 appuis*
Figure.III.A.11 : *Diagramme des efforts tranchant à l'ELU*

Figure. III.A.12: *Diagramme des moments fléchissant à l'ELU*
Figure III.A.13 : *Schéma statique de la poutre continue reposant sur 7 appuis*
Figure. III.A.14 : *Diagramme des efforts tranchant à l'ELU*
Figure. III.A.15: *Diagramme des moments fléchissant à l'ELU*
Figure III.A.16 : *Schéma statique de la poutre continue reposant sur 4 appuis*
Figure. III.A.17 : *Diagramme des efforts tranchant à l'ELU*
Figure. III.A.18: *Diagramme des moments fléchissant à l'ELU*
Figure III.A.19 : *Schéma statique de la poutre continue reposant sur 3 appuis*
Figure. III.A.20 : *Diagramme des efforts tranchant à l'ELU*
Figure. III.A.21: *Diagramme des moments fléchissant à l'ELU*
Figure. III.A.22 *section en Té*
Figure III.A.23 *Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis à l'ELS*
Figure III.A.24*. Diagramme des moments fléchissant a l'ELS*

Escaliers

Figure.III.B.1 *coupe schématique d'un escalier*
Figure III.B.2 *: Vue en plan*
Figure III.B.3 *: Coupe verticale A-A*
Figure III.B.4 *: Vue en plan*
Figure III.B.5 *: Coupe verticale A-A*
Figure III.B.6: *Schéma du 1er type d'escalier*
Figure. III.B.7:*Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU*
Figure III.B.8. : *Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS.*
Figure. III.B.9:*Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS*
Figure.III.B.10 *section droite des escaliers*
Figure III.B.11: *Schéma du 2 ^{éme} type d'escalier*
Figure. III.B.12:*Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants de 2^{éme} type à l'ELU*
Figure III.B.13 : *Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS*
Figure. III.B.14:*Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants de 2éme type à l'ELS*
Figure.III.B.15 *section droite des escaliers*

POUTRE PALIERE :

Figure III.C.1 *: Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant a l'ELU*
Figure III.C.2 *: Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELS*

Poutre palière brisée

Figure III.D.1*: schéma statique de la poutre brisée*
Figure III.D.3 *: Diagramme de 2eme tronçon*
Figure III.D.4 *: Diagramme des efforts interne à l'ELU*
Figure III.D.5 : *Diagramme de 2eme tronçon*

Figure III.D.6 *: Diagramme des efforts interne à l'ELS*

L'Acrotère

Figure III.E.1 *: Coupe verticale de l'acrotère*
Figure III.E.2 *: Diagrammes des efforts internes (N, T et M)*
Figure III.E.3 *: Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée*

La poutre de chaînage

Figure.III.E.1 : *Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELU*
Figure.III.E.2 : *Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELS*
Figure.III.F.3 *section droite des escaliers*
Figure.III.G 1 *: Schéma statique de calcul à l'ELU*

La salle machine

Figure. III.H.1 : *Schéma de l'ascenseur*
Figure.III.H.2 *: schéma statique de la salle machine.*
Figure.III.H.3 *la section à étudier pour le ferraillage*

Chapitre VI: Modélisation et présentation du logiciel ETABS

Figure IV.1 *: Page d'accueil du logiciel ETABS*
Figure IV.2 *Choix des unités*
Figure IV.3 *Démarrer un nouveau model*
Figure IV.1 *La géométrie de base*
Figure IV.2 *Les lignes de construction*
Figure IV.3 *Définition des étages*
Figure IV.4 *Définition des matériaux*
Figure IV.5 *Définition des éléments lignes*
Figure IV.6 *Spécification de l'enrobage*
Figure IV.7 *Définition des appuis*
Figure IV.16 *Définition des cas de charges*
Figure IV.14 *Introduction des charges pour les dalles pleines*
Figure IV.15 *Introduction des charges pour les planchers des étages courants*
Figure IV.16 *Définition du spectre du calcul*
Figure IV.17 *Introduction du spectre dans ETABS*
Figure IV.17 *Vue en plan après l'assignement des diaphragmes*
Figure IV.18 *: Vue en 3 D de la structure*
Figure IV.19 *: Vue en plan*

Chapitre VI : Ferraillage des éléments

Figure VI. A.1:*Disposition constructive des armatures*
Figure VI.C.1.*La disposition des voiles.*
Figure VI.C.2.*Diagramme d'une section entièrement comprimé*
Figure VI.C.3 *Diagramme d'une section partiellement comprimé*
Figure VI.C.5 *Disposition des armatures verticales dans les voiles*

Chapitres VII Etude du mur plaque

Figure VII-1 : *schéma statique du mur plaque.*
Figure VII .2 : *Diagramme des Contraintes à* ***l'ELU.***
Figure VII .2 : *Diagramme des Contraintes à* ***l'ELS***
Figure VII.3 : *Ferraillage du mur plaque.*

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

Figure VII-1 *: schéma d'une semelle*
Figure VII.2 : *Schéma statique de calcul du débord du radier*
Figure VII.3 : *Présentation des charges simplifiées.*
Figure VII.4. *: Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des petites portées).*
Figure VII.5 *: Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des grandes portées).*
Figure VII.5 : *Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des petites portées).*
Figure VII.6 : *Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des grandes portées).*

Liste des Tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

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

Tableau II.2 : *Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible*

Tableau II.3 *: Caractéristiques des éléments du plancher des différents niveaux*

Tableau II.4 : *Caractéristiques des murs extérieurs*

Tableau II.5 *: Charges revenant aux murs intérieurs*

Tableau II.6 : *valeur de la charge de la dalle pleine (balcon).*

Tableau II.7 *: Surcharges d'exploitation selon le DTR*

Tableau II.8 *: Coefficients de dégression de surcharge (3+n/2n)*

Tableau II.9 *: Récapitulatif de la descente de charge*

Chapitre III : calcul des éléments

PLANCHER

Tableau III.A.1 *: Rapport des portées successives*

Tableau III-A 2 *: les efforts internes à l'ELU*

Tableau III.A.3 *: les efforts internes à l'ELU*

Tableau III-A.4 *: les efforts internes à l'ELU*

Tableau III.A.5 *: les efforts internes à l'ELU*

ESCALIERS

Tableau III.B.1 **:** Détermination du poids propre du volée.

Tableau III.B.2 **:** Détermination du poids propre du palier.

SALLE MACHINE

Tableau III.H.1 **:** Résultats de ferraillage de la dalle d'ascenseur

Chapitre V : Vérification des conditions du RPA

Tableau V.1 : *répartition des charges vertical (P) :*

Tableau V.2 : *répartition des charges horizontales (Vy ; Vx) :*

Tableau.V.3 ***:*** *Participation massique*

Tableau V.4 : *Période choisie en fonction de la condition sur T*

Tableau V.5 : *Valeur deT1 et T2 (4.7 /RPA 99B version 2003)*

Tableau V.6 : *Les critères de facteur de qualité*

Tableau V.7 *: Vérification de la résultante des forces sismiques.*

Tableau V.8 : *Déplacements absolu sous l'action Ex et Ey*

Tableau V.9 *: récapitulatif de l'effet P-Δ*

Chapitre IV : FERRAILLAGE DES POTEAUX

Tableau VI.B.4 : Résultats de ferraillage à l'ELU suivant les deux sens

Tableau VI.B.5 Valeurs de « λg » et « ρa » pour les différentes sections des poteaux.

Tableau VI.B.4 Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.

Tableau VI.B.5 Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux

Tableau VI.B.6 : Récapitulatif du ferraillage des poteaux.

POUTRE

Tableau VI.A.1 *: Les résultats de ferraillage des poutres*

Tableau VI.A.2 *: Calcul des armatures transversales à l'ELU.*

Tableau VI.A.3. *Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principal.*

Tableau VI.A.4. *Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires.*

Tableau VI.A.5. *Récapitulatifs du ferraillage obtenu pour les poutres principales et secondaires.*

VOILE

Tableau VI.C.1 : *Ferraillage adopté.*

Chapitres VII Etude du mur plaque

Tableau VII.1 : résultats du calcul des armatures du mur plaque.

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à L'ELS pour le mur plaque

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : *Surface des semelles filantes sous voiles.*
Tableau VII-2 : *résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.*

Tableau VII.3 *: Détermination du poids propre du radier.*
Tableau VII.4: *Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.*

Tableau VII.6 : *Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.*

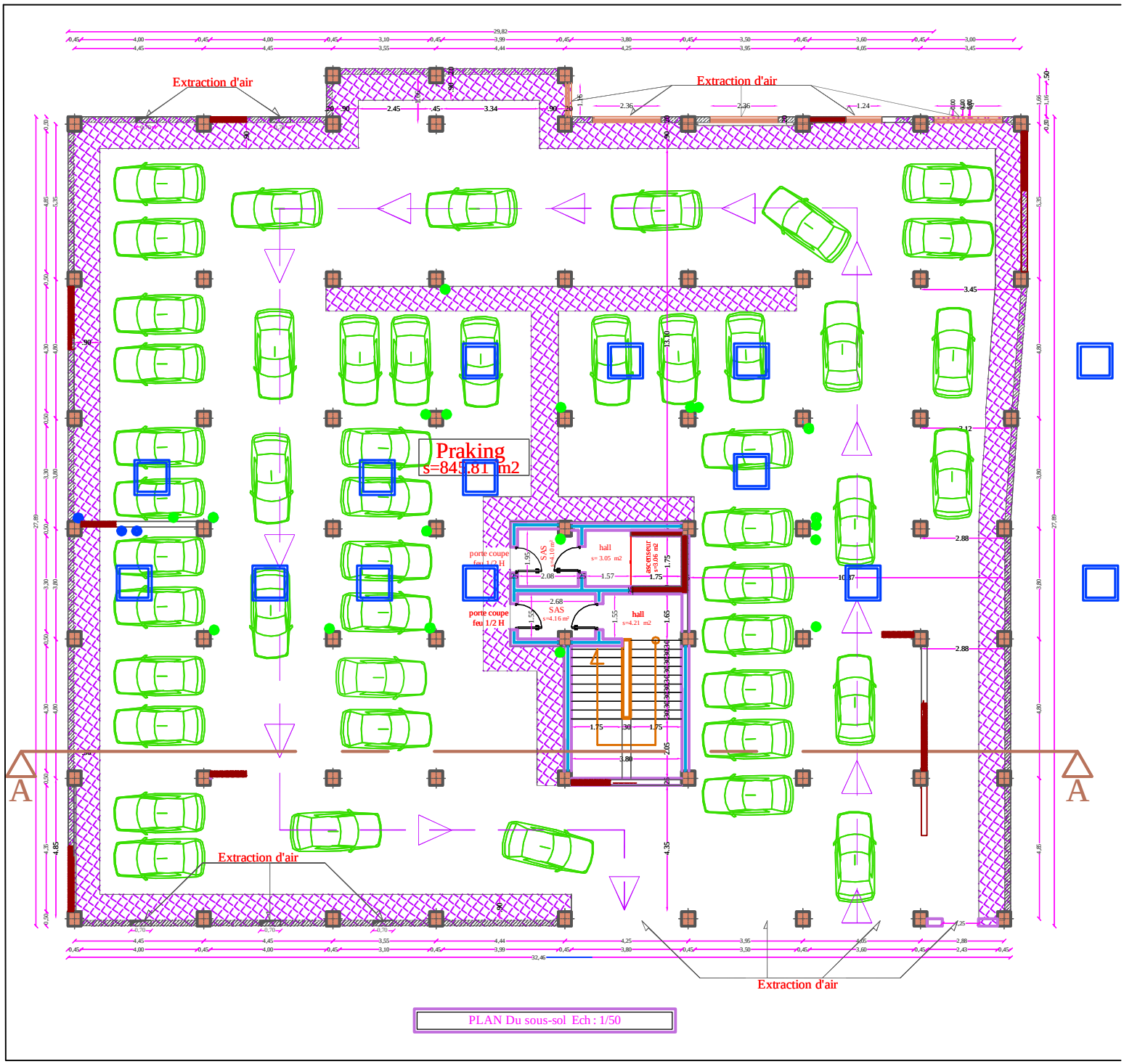
Tableau VII.6 : *Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées.*
Tableau VII.7 : *Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées.*
Tableau VII.8 *: Résultats du calcul des armatures des nervures.*

Tableau VII.9 : *Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures*

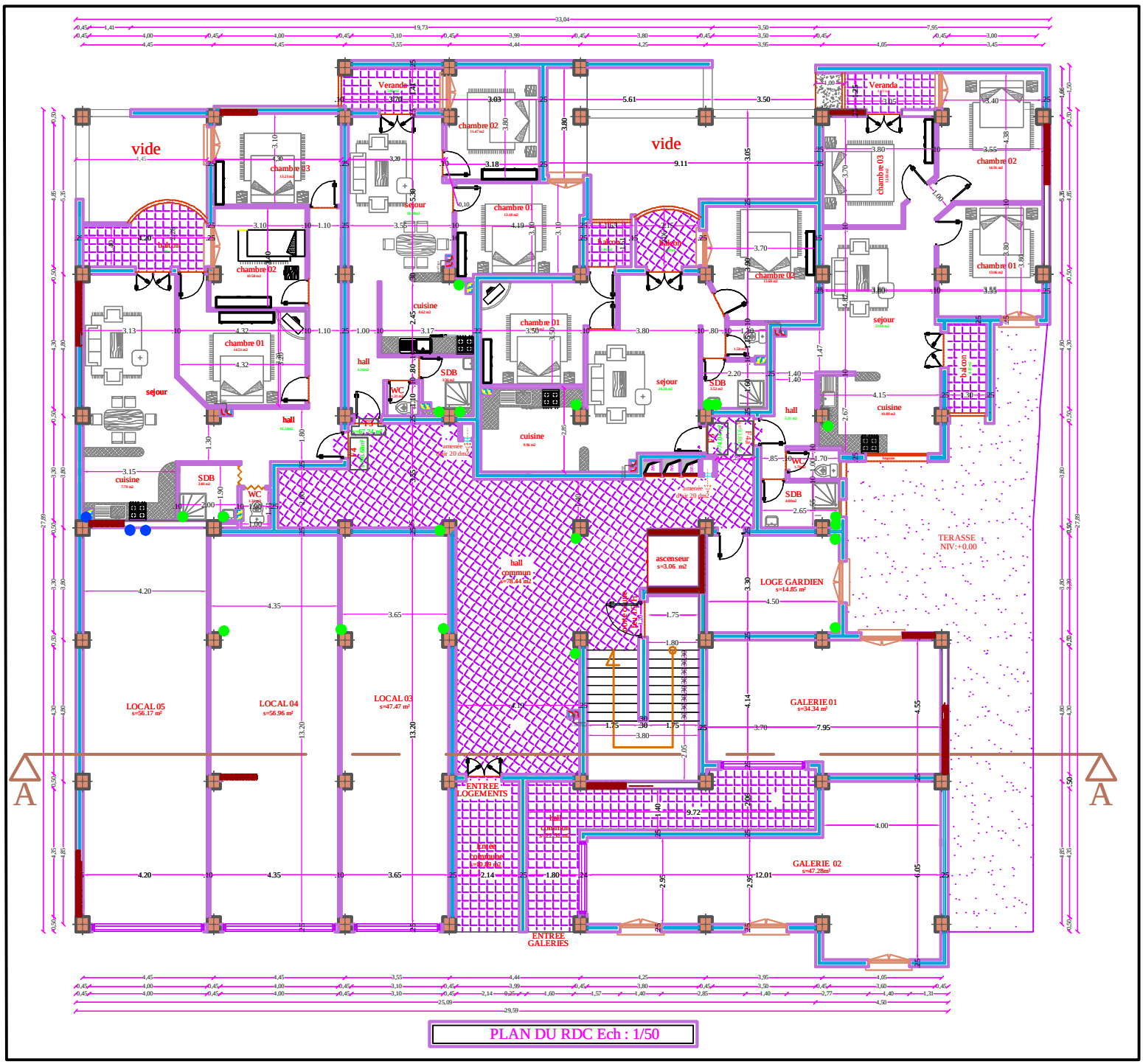
Plans d'architecte



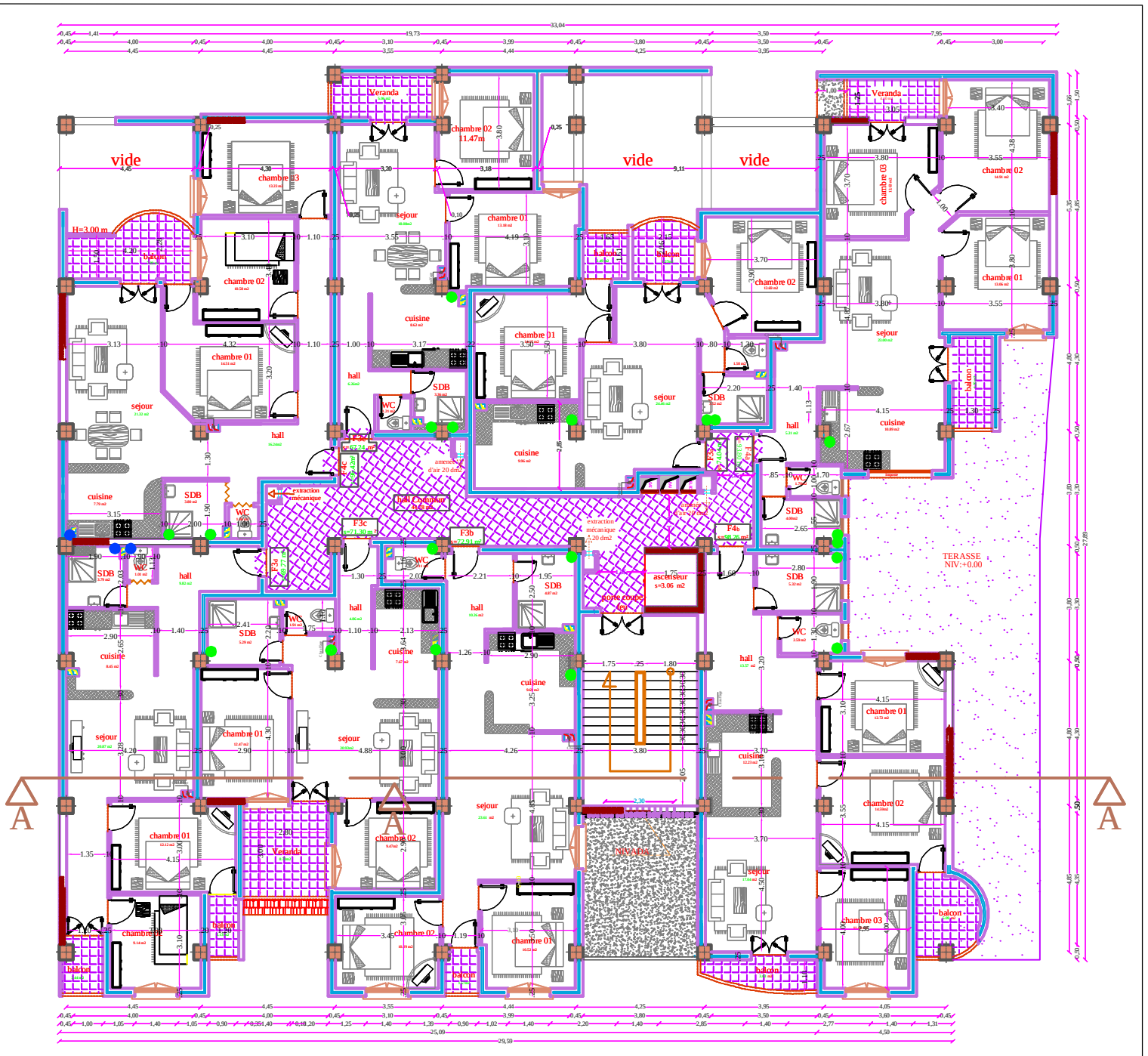




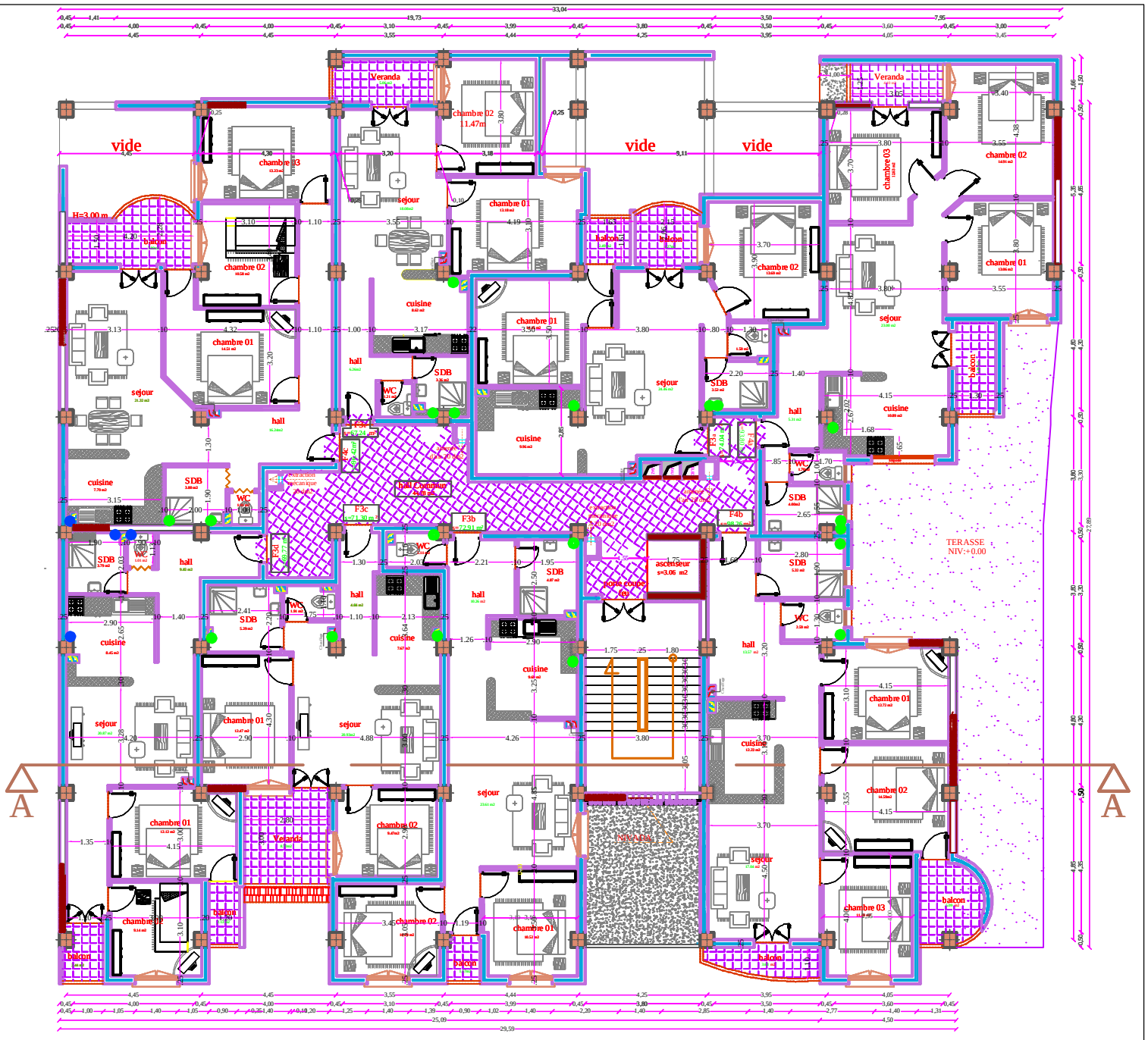
PLAN Du sous-sol Ech : 1/50



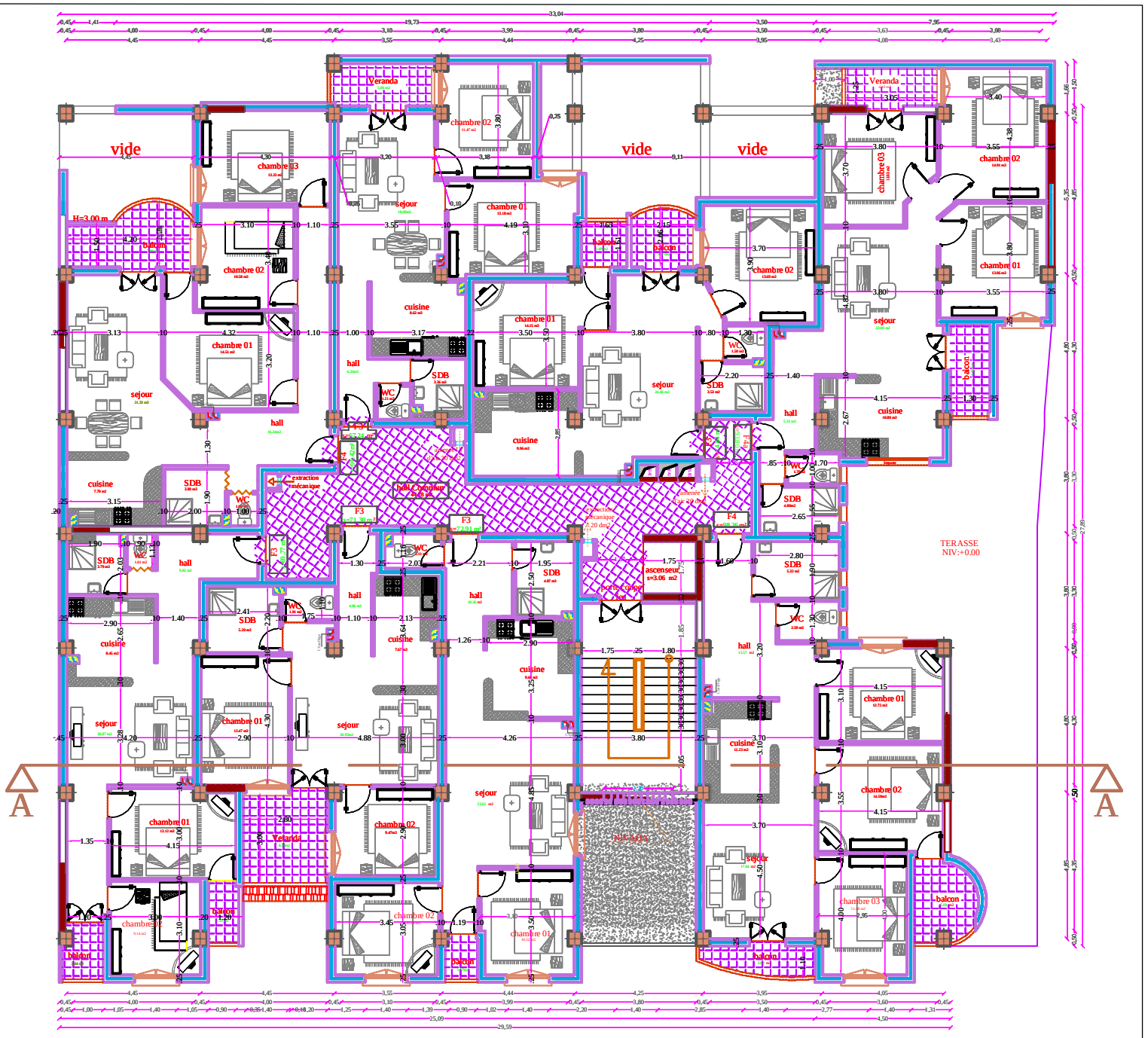
PLAN DU RDC Ech : 1/50

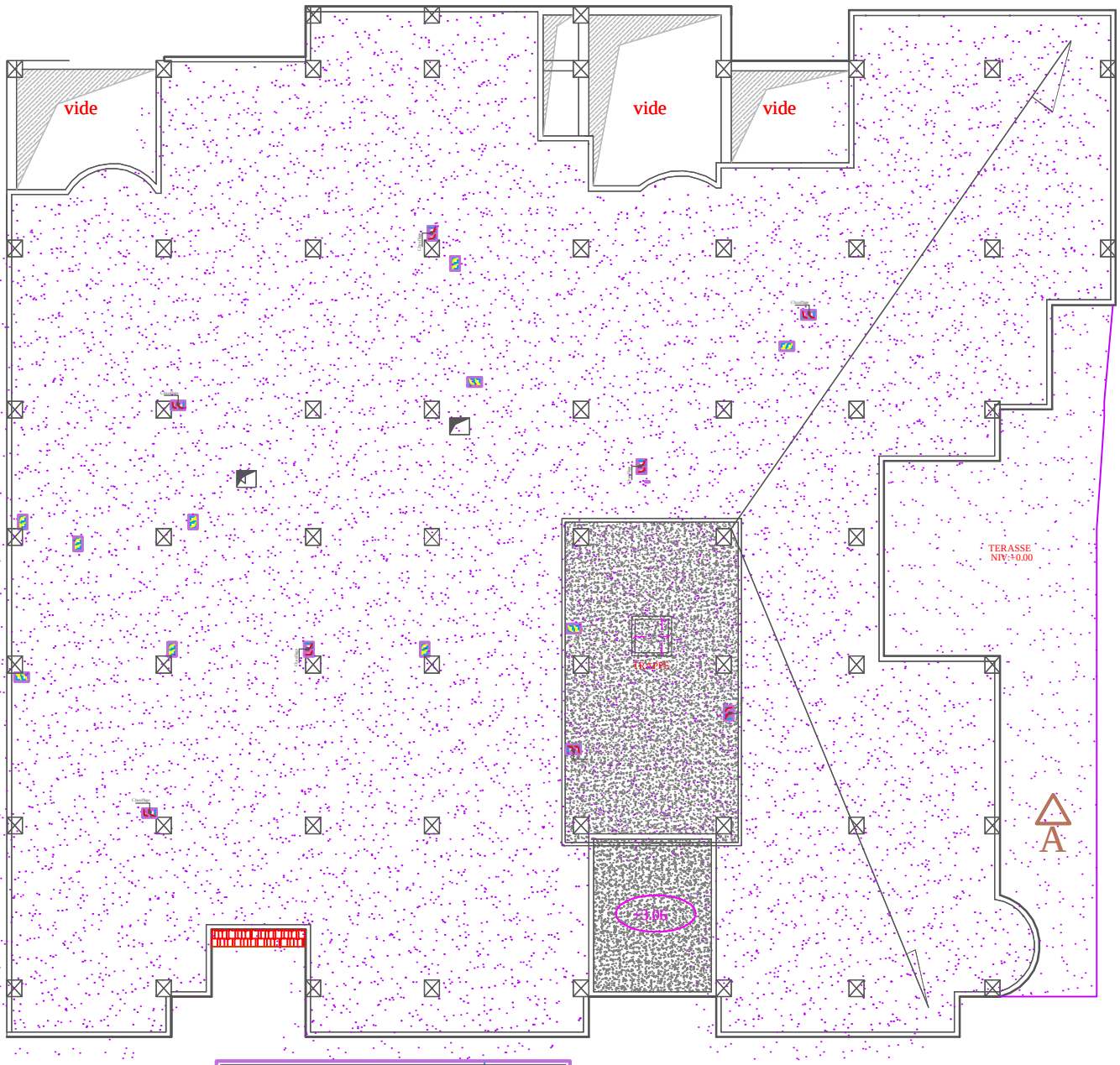


PLAN DU 1'er ETAGE Ech : 1/50



PLAN DU 2'em ETAGE Ech : 1/50


vide
vide
vide
Veranda
Veranda
chambre 02
chambre 03
chambre 01
chambre 02
chambre 01
chambre 02
chambre 03
chambre 02
chambre 01
H=3.00 m
balcon
balcon
balcon



PLAN DE TOITURE Ech : 1/50

Introduction Générale

INTODUCTION GENERALE

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

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner par le séisme.

Puisque l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle est une région à moyenne activité sismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité : assure la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les couts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (construction métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemple :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (durée de vie).
- Résistance au feu.

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage multiple constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée plus 6 étages implantée dans la wilaya de Tizi-ouzou . Cette région est classé en zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA99 version 2003.Cette étude se compose de quatre parties :

- La première partie entame la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux calculs des éléments secondaires (les poutrelles, escalier, dalles pleines, l'ascenseur et l'acrotère).

- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie en utilisant le logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitations et charge sismique).

- La dernière partie comprend le ferraillage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres, voiles).

Tous les calculs sont fait en tenant compte des règlements de calcul et vérification du béton armé (RPA99V2003, BAEL91 modifié 99)

Chapitre I

Présentation et caractéristiques de l'ouvrage

I.1 : Présentation du projet et description de l'ouvrage

Le projet étudié est un bâtiment à usage multiple en (R+6+ entre sol). Cet ouvrage sera implanté dans la commune de BOGHNI wilaya de Tizi-Ouzou classé selon le règlement parasismique Algérien (Annexe I de RPA99/version 2003 [01]) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa). Il est classé comme ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe 2) (Art3.2 du RPA99/version 2003[01]) , La structure est composée :

- Un entre sol à usage parking.
- RDC à usage commercial et d'habitations.
- 06 étages à usages d'habitations.
- 01cage d'escalier.
- 01 cage d'ascenseurs.

I.2. Caractéristique géométrique du bâtiment :

a) Dimensions en élévation :

- La hauteur totale : 31,57m
- La hauteur de l'entre -sol (parking) 3.57m
- La hauteur du RDC : 3.06m
- La hauteur d'étage courant : 3.06m

b) Dimension en plan :

Etage courant :

- Longueur totale…… 33.04m
- Largeur totale……..29.55m

RDC :

- Longueur totale…… 33.04m
- Largeur totale……..29.55m

Entre sol :

- Longueur totale…… 33.04m
- Largeur totale……..29.55m

I.3. Règlements utilisés et normes de conception :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivant :

- Règles parasismique Algériennes (RPA99/vrsion2003).
- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99).

- Document technique règlementaire (DTR B.C.2.2) : charges permanentes et charges d'exploitation.
- Document technique règlementaires (DTR B.C.2-41) : règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93).

I.4. Les éléments de l'ouvrage :

A. La superstructure :

A.1- l'ossature :

En se référant au règlement RPA version 2003**,** qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa. Comme la hauteur de notre bâtiment dépasse 14m, il y a lieu d'introduire des voiles de contreventements, l'ossature est composée des portiques et voiles afin d'assurer la stabilité de notre ouvrage.

A.2- Les planchers :

Le plancher est une paroi horizontale de la structure, il a pour but de séparer deux niveaux successifs et aussi capables de supporter les charges et surcharges d'exploitation, et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature

Il a d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique, à la sécurité protection incendie et à l'esthétique.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Des dalles pleines seront prévues pour les parties en saillies et les salles machines.

Le plancher terrasse sera inaccessible avec un système d'étanchéités multicouches avec forme de pente.

A.3- Escalier :

L'escalier est réalisé en béton armé, il constitué de paillasse ,de palier et par une série de marches et contre marches qui permettant de desservir les différents étages d'une construction.

Le bâtiment sera muni d'une cages d'escalier. Les escaliers seront du type droit, à deux volets pour les étages courants. Ils seront en béton armé coulé sur place.

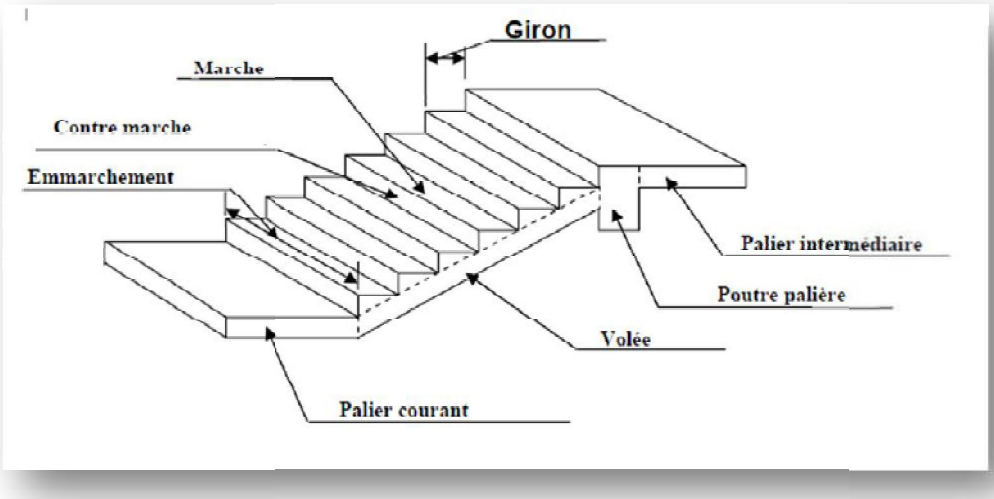


Figure I.1 : Composants d'un escalier

A.4- L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulé sur place.

A.5- Balcons :

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

A.6- Les voiles :

Sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

A.7- La maçonnerie :

- **Murs extérieurs:**

  Ils sont réalisés en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 25cm (cloison extérieur de 15cm et intérieur de 10cm) avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.

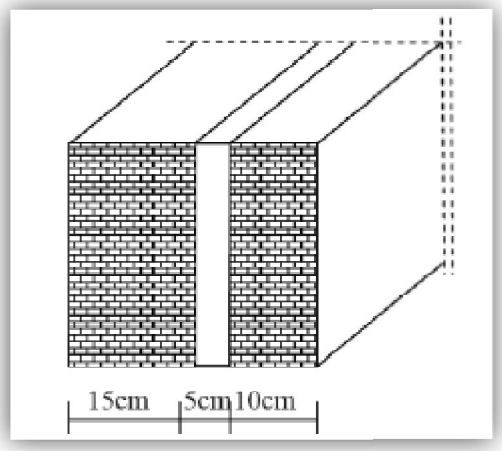


Figure I-2 : Mur en double cloisons

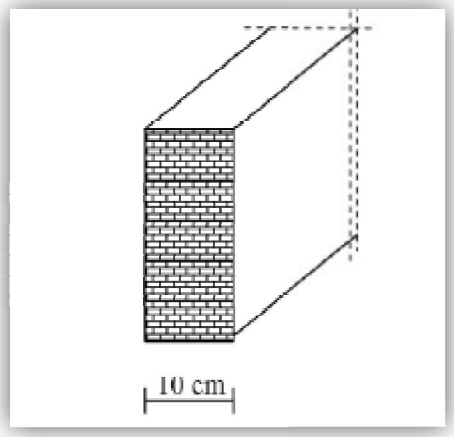


Figure I-3 : Mur en simple cloison.

Murs intérieurs:

Sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur

A.8- Les revêtements

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

B. L'infrastructure :

Les fondations :

Par leurs positions et leurs fonctions stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie important de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol. Elles assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol.

Le choix de type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

On distingue trois types de fondations :

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

I.5.Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Dans notre ouvrage nous utiliserons deux matériaux à savoir: le béton et l'acier qui doivent répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003 [01]), ainsi qu'aux règles de béton arme (B.A.E.L.91/modifie.99 [02]).

I.5.1. Béton :

Le béton est un mélange de granulat (sable gravier), d'un liant hydraulique (le ciment) et d'eau de gâchage. Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport : eau/ciment = 0,5.

Pour notre projet on utilise un béton courant dosé à 350 kg/m^3 de ciment.

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

A) Résistance caractéristique à la compression fcj :

Un béton est définit par sa résistance à la compression à 28 jours dite : « Résistance Caractéristique à la Compression » notée fc28.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge j < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$\left.\begin{array}{l} f_{cj} = \dfrac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \leq 40\text{MPA} \\ f_{cj} = \dfrac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} > 40\text{MPA} \end{array}\right\}$$ **(BAEL91/Art A.2.1.11) [2]**

Pour ce projet, la résistance caractéristique à la compression adoptée sera : fc28 = 25 [MPa]

B) Résistance à la traction f_{tj} :

Conventionnellement, la résistance caractéristique à la traction du béton est définie à partir de sa résistance caractéristique à la compression par la formule suivante :

ftj = 0,6 + 0,06.f_{cj} [MPa] **(Art.A.2.1.12_B.A.E.L.91modifié 99) [2]**

At = 28 jours on aura :

ft28 = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 0,6 + 0,06 . 25 = 2,10 [MPa] ⇒ ft28 = 2,10 [MPa]

Dans la quelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPA

B) Contrainte limite de cisaillement (Art.5.1.1 BAEL91/modifié 99) [2] **:**

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \dfrac{v_u}{b_0\ d}$

Avec :

υ_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisaillée.

b_0 =largeur de l'âme.

d =hauteur utile (d=h-c).

- la fissuration est non préjudiciable (peu nuisible) : $\zeta_u \leq min\left(0{,}2\frac{fc28}{\gamma b}; 5MPa\right)$
- Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable : $\zeta_u \leq min\left(0{,}15\frac{fc28}{\gamma b}; 4MPa\right)$

D) Module d'élasticité du béton E

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux modules de déformation longitudinale :

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- **Module d'élasticité instantané du béton [BAEL/ A2.1, 21] [2]:**

Cas où la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures ⇒ Eij =11000 $\sqrt[3]{f_{cj}}$

f_{c28} = 25 [MPa] ⇒ E_{ij} = 32164,2 [MPa]

- **Module de déformation longitudinale différée du béton [BAEL/ A2.1, 22]**

Cas où la contrainte appliquée est de longue durée. L'effet de fluage du béton étant pris en considération, le module d'élasticité sera : Evj = 3700 $\sqrt[3]{f_{cj}}$

fc28 = 25 [MPa] ⇒ E_{vj} = 10818 [MPa]

- **Module d'élasticité transversal : [BAEL91/A.2.1,3] :**

Sa valeur est donnée par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$

Avec :

E : module de Young.

υ : Coefficient de poisson

❖Coefficients de poisson (Art A.2.1.3 .BAEL91 modifié99) [2]

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

il est égal à : $\upsilon = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$

Il sera pris égal à:

- υ= 0 pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- υ= 0,2 pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS)

I.5.2-Contraintes limites :

A. Contraintes limites de compression :

Elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

L'état Limite Ultime (ELU) :

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la **ruine** de l'ouvrage.

Ils Correspondent à la limite :

- soit de la perte de stabilité de forme (flambement) :
- soit de la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule :

$$\sigma_b = \frac{0{,}85\ fc_{28}}{\theta\ \gamma_b}$$ (**BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3. 41)(2).**

Avec :

γb : coefficient de sécurité du béton qui a pour valeurs :
γb : 1,5 pour les situations durables,
γb : 1,15 pour les situations accidentelles.
θ : coefficient fixé en fonction de la durée d'application et l'action considérée

Durée d'application	> 24 h	24h> > 1h	<1 h
Θ	1	0.9	0.85

- θ = 1 si durée d'application est supérieur à 24 heures (durable).
- θ = 0,9 si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures (accidentelle).
- θ = 0,85 si la durée d'application est inférieur à 1 heure (accidentelle)

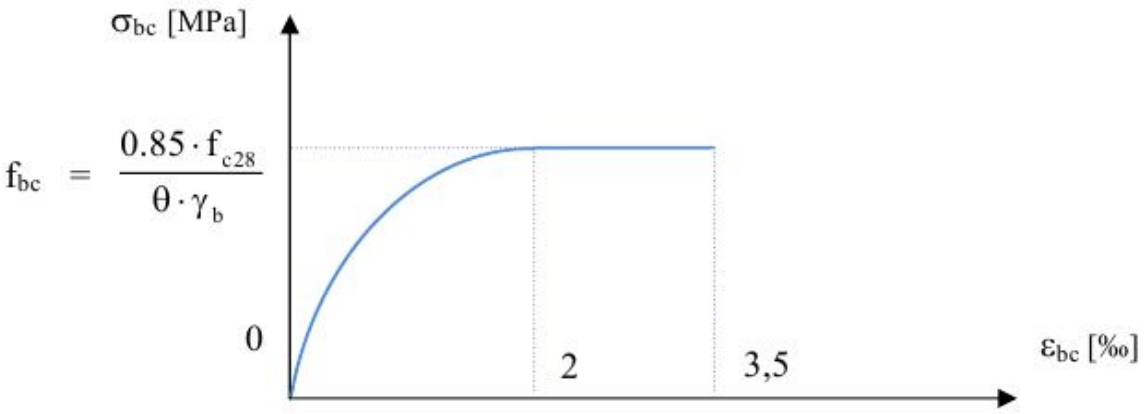


Figure I.4: Diagramme « Contraintes - Déformations » du Béton à l'E.L.U.
(Diagramme parabole-rectangle)

↳ **L'état Limite De Service :(BAEL 91 Modifiée 99/Art A.4.5, 2)** :

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

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

- Etat limite de déformation du béton (contrainte de compression limitée)
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive)
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$\sigma bc = 0{,}6\ f_{c28}$ MPa **(BAEL 91 Modifiée 99/Art 4.5.2) (2)**

D'où : σ_{bc} = 15 MPa.

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée par la figure suivante :

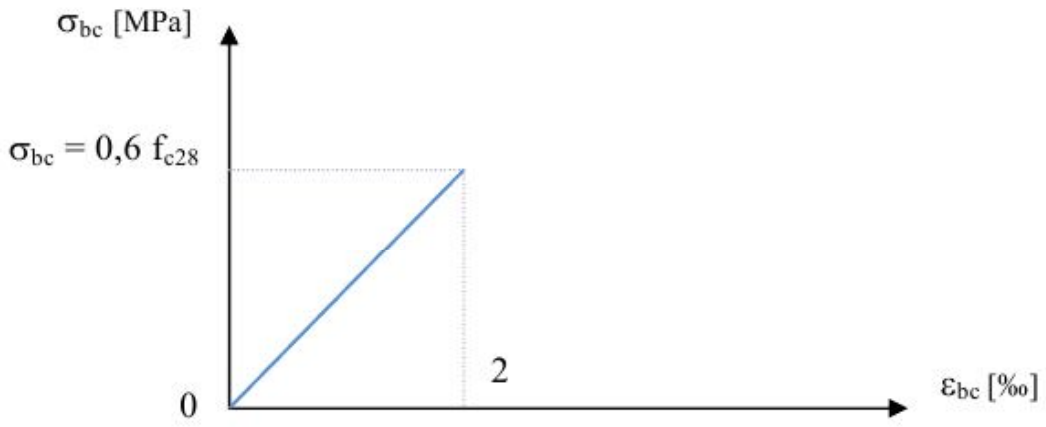


Figure I.5: Diagramme «Contraintes-Déformations» du Béton à l'E.L.S.(Diagramme linéaire)

I .6.2 Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Il est utilisé pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I.6.2.1. Caractéristiques des aciers utilisés :

Tableau I.2 : Fe en fonction du type d'acier

Types d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Coefficient de fissuration	Coefficient de Scellement (ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE400 (Φ>6mm)	HA	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL 520 (Φ<6mm)	TS	520	1,3	1

Pour Notre projet on utilisera que des Aciers de haute adhérence.

fe : limite d'élasticité de l'acier.

Remarque : Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

b- Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinal (Es) à une valeur constante, quel que soit la nuance de l'acier

$E_s = 2.\ 10^5$ MPA …… (BAEL 99 Art 2.2.1)

c- Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de POISSON (υ) des aciers est pris égal à 0, 3.

Contraintes limites :

- **A L'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3] :**

La contrainte limite de l'acier est donnée par :

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Avec γ_s : Coefficient de sécurité.

γ_s = 1,15 pour le cas courant.

γ_s = 1 pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)

σs = 348 MPa pour les aciers à haute adhérence FeE400

1-1 Diagrammes des contraintes déformation de l'acier :[ArtA.2.2,1/BAEL91modifié99]

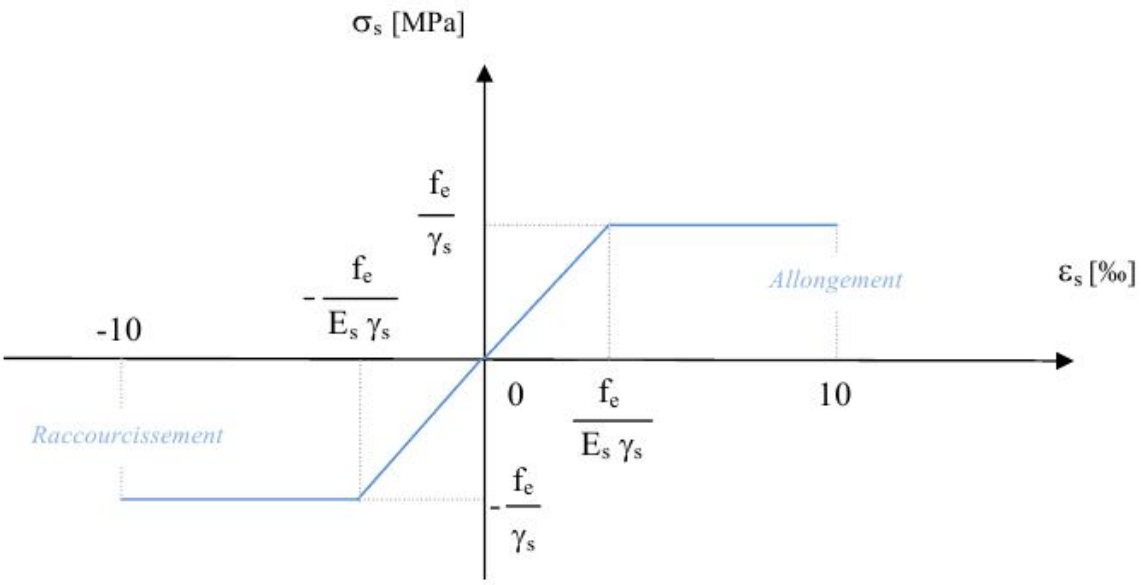


Figure. I.6 : *Diagramme contrainte-déformation de l'acier*

Le diagramme contraintes-déformations se compose d'une droite de pente

b-Etat limite de service (ELS) :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on doit limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service (Art.A.4 .5.3, BAEL91)(2)

On définit :

- **Fissuration peu nuisible (BAEL91 /Art 4-5-32) :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas , il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_{st} = f_e \qquad \text{En (MPa)}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{(Art A.4.5.33 / BAEL91 modifié 99)}$$

- **Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)**

Les éléments sont exposés à des intempéries ou ils peuvent être alternativement immergés en eau. D'où la contrainte dans l'aciers d'après : [Art.A.4.5,33/ BAEL 91 modifiée 99] est limitées :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . ftj}\right) \qquad \text{en (MPa)}\ldots\ldots \text{(Art A.4.5.33 / BAEL91 modifié 99)}$$

η: Coefficient de sécurité qui vaut :

- η = 1 pour les RL
- η = 1.6 Pour les HA (diamètre supérieur ou égale à 6mm).
- η = 1.3 Pour les HA (diamètre inférieur à 6mm) .

- **Fissuration très préjudiciable :**

Les éléments sont exposés aux milieux agressifs, dans ce cas, la contrainte doit se limiter comme suit :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_S = min\left\{\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta . ftj}\right\} \text{ En (MPa)} \quad \ldots\ldots \text{(Art A.4.5.34 / BAEL91 modifié 99)}$$

I-5 protection des armatures (BAEL 91/Art 7.2) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir des effets d' intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- C≥ 5 cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards Salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- C≥3 cm : pour les éléments situes au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- C≥1 cm : pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les matériaux qu'il constitue. Nous allons passer au pré dimensionnement des éléments structuraux tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. Le pré-dimensionnement des éléments permet d'avoir un pré avis sur les dimensions des éléments de la structure. C'est une étape importante qui doit être réalisée avec précaution et en conformité avec les différents règlements algériens (Cités dans le chapitre 1) afin d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

II .Pré dimensionnement des éléments :

II.1 Les planchers :

Le plancher est une partie d'une construction qui constitue une plate-forme horizontale au rez-de-chaussée, ou une séparation entre deux étages capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

II.1.1 plancher corps creux :

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

$h_t \geq L_{max}/22.5$ **(Article B.6.8, 424 du BAEL 91/ modifié 99)(2).**

Avec :

- h_t : Épaisseur du plancher,
- L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.
- L_{max} : Longueur maximale entre nus des poteaux dans le sens des poutrelles.

Nous avons :

L=4.45 m

L_{max} = 445-25 =420m

Ce qui nous donne : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$

$h_t \geq$ 420/22.5 = **18.67**cm

On opte pour un plancher d'épaisseur **:**

$$h_t = 20cm = (16 + 4)\,cm$$

Avec : 16 cm pour l'épaisseur du corps creux.
4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

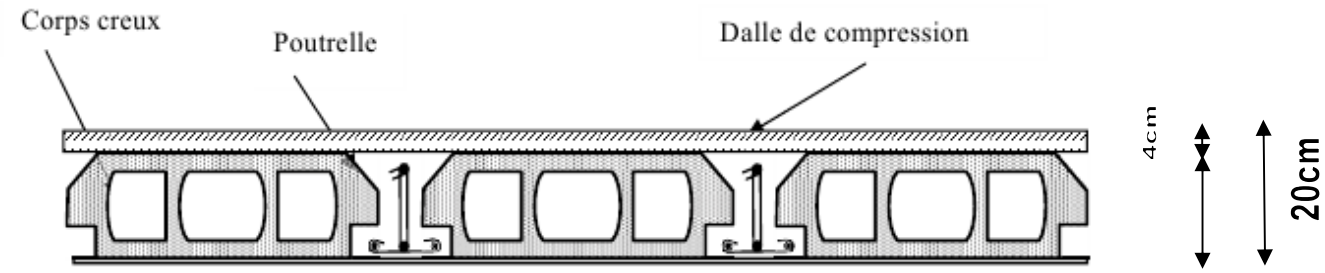


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux

II.1.2 Plancher dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. La dalle peut reposer sur 2 ,3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Dans notre cas la dalle pleine concerne la salle machine ainsi que les balcons.

Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu.

A) Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L_0 / 10$$

Avec :

L_0 : portée libre.

e : Epaisseur de la dalle

Pour une dalle reposant sur 03 ou 04 appuis : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \rightarrow \frac{300}{50} \leq e \leq \frac{300}{40}$

D'où :

$$\mathbf{6 \leq e \leq 7.5}$$

Donc : on prend : e=10cm

B) Résistance au feu :

- e = 07cm : pour une (01) heure de coup de feu.
- e = 11cm : pour deux (02) heures de coup de feu.

- e = 15 cm : pour quatre (03) heures de coup de feu.
- e = 17,5 cm pour un coup de feu de quatre heures.

D'après BAEL91 révisée 99-3.1.33, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres…) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : e= 15cm

c) Condition d'isolation phonique : (règles techniques CBA93)

Selon les règles du **CBA93** et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à 350kg/m^2.

$$M_p = \rho_{béton} \times e \geq 350 \text{ Kg/m}^2$$

avec :

$$\boldsymbol{\rho_{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$\mathbf{e} \geq \frac{M_p}{\rho_{béton}} = \frac{350}{2500} = 0{,}14\text{m}$$

On prend : e = 15cm

- **Conclusion :**

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15 cm.**

II.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chainage.

Le pré-dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad 0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7\, h_t.$$

Avec :

- ht : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L max : désigne la plus grande portée libre des poutres.

Remarque : Les dimensions choisis (b et h) doivent satisfaire les exigences de l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003[1]., qui sont les suivantes :

- $h \geq 30$ cm
- $b \geq 20$ cm
- $h/b \leq 4$

A. Poutres principales :

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

- Calcul de la hauteur :

L/15≤ h ≤ L/10 Avec L= 445-25=420cm

- 420/15 ≤ h ≤ 420/10 ⟹ 28cm ≤ h ≤ 42 cm……soit : h=40cm

- Calcul de la largeur :

- 0.4h ≤ b ≤ 0.7h ⟹ 16cm ≤ b ≤ 28cm…..soit : b=30cm

B. Poutres secondaires:

Elles sont parallèles aux poutrelles , leurs rôles est de transmettre les efforts aux poutres principales.

- Calcul de la hauteur :

L/15≤ h ≤ L/10 Avec L= 535-25=510cm

- 510/15 ≤ h ≤ 510/10 ⟹ 35 cm ≤ h ≤51 cm…soit : h=35cm

- Calcul de la largeur :

- 0.4h ≤ b ≤ 0.7h ⟹ 14 cm ≤ b ≤ 24.5 cm…..soit : b=30cm

❖ **Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99/version 2003)** [1].

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

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
h≥ 30 cm	40cm	35cm	vérifiée
b≥ 20 cm	30cm	30cm	vérifiée
h/b≤ 4	1.33	1.16	vérifiée

⇨ Les conditions sont vérifiées √

Conclusion :

A la fin on adoptera des poutres dont les dimensions transversales sont les suivants :

- Sens longitudinal :(poutres principales PP) : $(30 \times 40)\ cm^2$
- Sens transversal: (poutre secondaires PS) : $(30 \times 35)\ cm^2$

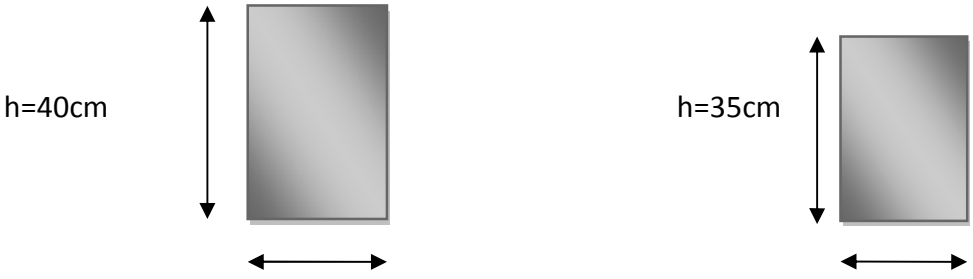


Figure II.2: section des poutres

II.3 Pré dimensionnement des voiles (Art 7. 7 .1 du RPA2003) [1] :

Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé. Ils sont principalement destinés à assurer la stabilité des structures sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme d'une part, et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 ⇨ on considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition:

$$L \geq 4\,a$$

Avec : L: Longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

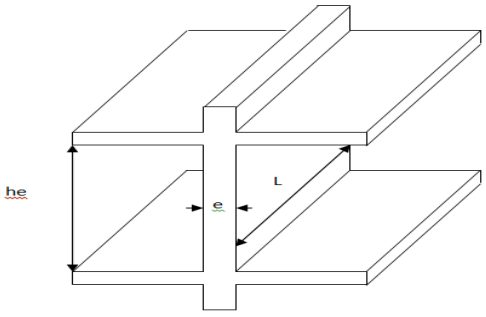
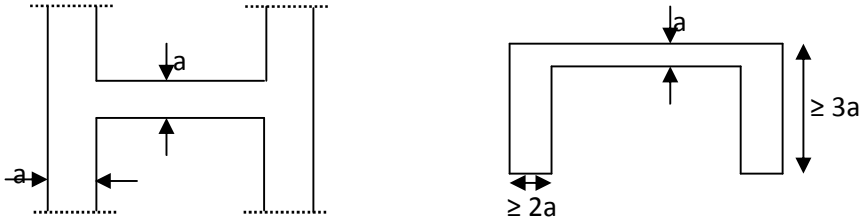


Figure II-3 : Coupe de voile en élévation

➢ **L'épaisseur du voile :**

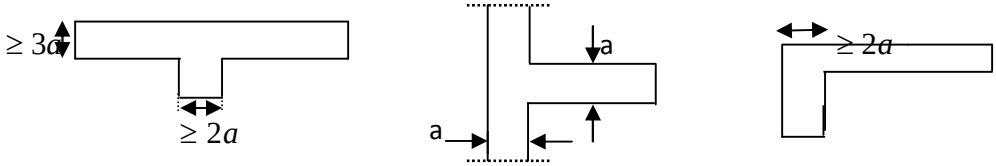
Il est déterminé en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15 cm

1er cas : a≥$\frac{he}{25}$



2ème cas :

a≥$\frac{he}{22}$



3ème cas : a ≥$\frac{he}{20}$

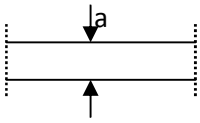


Figure II.4 : Coupe des voiles en plan

➢ **Au niveau du Sous-sol :**

h =3.57-0.2 =3.37 m.
a ≥ 337/20 =16.85cm

Donc: a ≥ 16.85 cm

On prend : **a = 20 cm.**

a_{min}≥ 15cm ⟶ vérifier

➢ **Au niveau du RDC et les étages courants :**

h_e = 3,06-0,2 = 2,86 m

a ≥ 286/22 =13cm

Donc: a ≥ 13 cm

On prend : **a = 20 cm**

a_{min}≥ 15cm ⟶ vérifier

En conclusion : on adoptera une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1) [1].**:**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa largeur L doit être
Supérieure ou égale à 4ep

$L \geq 4 \times a = 4 \times 20 = 80$ cm ⟹ **La longueur minimal des voiles doit être supérieur ou égale a 80cm**

II.4 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire .sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la flexion composée. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambement

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité à l'état limite de service et en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal **Ns** qui est la somme des charges G et Q.

La section du poteau est donnée par la formule suivante : $\mathbf{S \geq N/\sigma_{bc}}$

S : Section transversale du poteau le plus sollicité.

Ns : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

σ_{bc}: Contrainte limite de service du béton en compression σbc = 0,6 fc28 [MPa] .

- **Descente de charges** : La descente de charge consiste à calculer, pour le poteau le plus sollicité, les charges reprises par celui-ci et de les cumuler en partant de la toiture jusqu'aux fondations.

II.5 Détermination des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q nous allons utiliser le DTR B.C.22[3].

II.5.1 Les charges permanentes :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

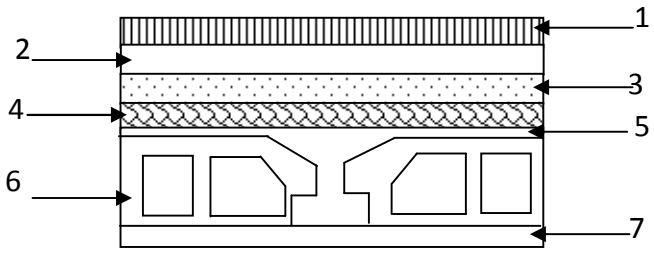


Figure II.4:Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible

Tableau II.2: Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

Matériaux		Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m3]	Charge [KN/m2]
1	Protection lourde (Gravions)	0.05	17	**0.85**
2	Etanchéité multicouche	0.05	02	**0.10**
3	Forme de pente en béton	0.07	22	**2.2**
4	Pare vapeur (Feuille polyane)	**/**	**/**	**0.01**
5	Isolation thermique (Liège)	0.04	4	**0.16**
6	Dalle en corps creux	0.20	14	**2.8**
7	Enduit de plâtre	0.02	10	**0.20**
Charge permanente totale : 6.32 [KN/m2]				

- **Planchers des différents niveaux du bâtiment** :

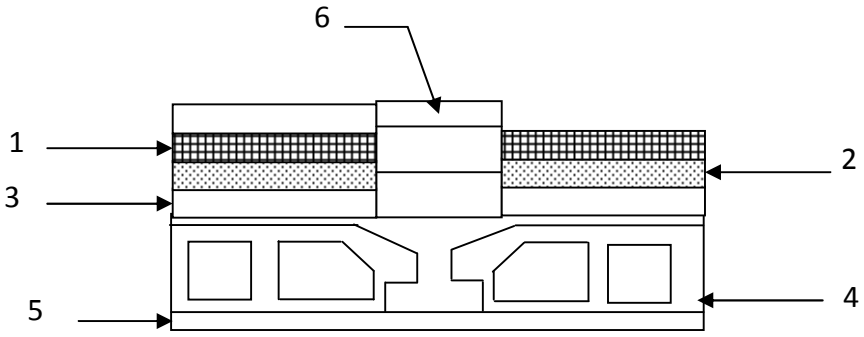


Figure II-5. Coupe du plancher d'étage courant

Tableau II.3: Caractéristiques des éléments du plancher des différents niveaux

Matériaux		Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m3]	Charge [KN/m2]
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	**0.44**
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	Maçonnerie (Brique creuse)	0.10	10	**0.90**
Charge permanente totale : 5.28 [KN/m2]				

- **La Maçonnerie**

A) **Mur extérieur** :

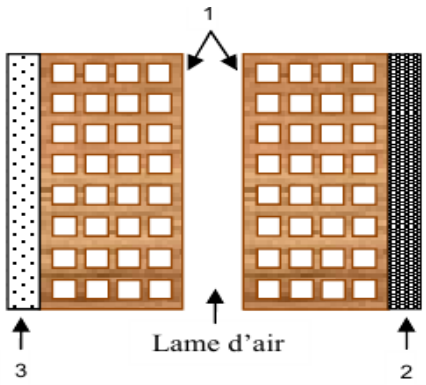


Figure II.6: Coupe verticale du mur extérieur

Tableau II.3: Caractéristiques des murs extérieurs

Matériaux		Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m3]	Charge [KN/m2]
1	Maçonnerie (Brique creuse)	0.2	9	**1.8**
2	Enduit de ciment	0.02	18	**0.36**
3	Enduit de plâtre	0.02	10	**0.2**
4	Lame d'aire	0.05	/	**/**
Charge permanente totale : 2.36 [KN/m2]				

Remarque :

La charge revenant au mur extérieur est répartie par mètre carré de surface verticale, pour rendre sa répartition au mètre linéaire on la multiplie par la hauteur du mur.

B) Murs intérieurs :

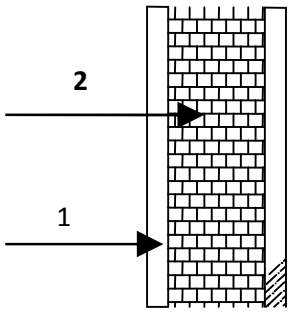


Figure II.7 *:* Coupe transversale du mur simple cloison

Tableau II.4 **:** Charges revenant aux murs intérieurs

Matériaux		Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m3]	Charge [KN/m2]
1	Enduit en plâtre	0.04	10	**0.4**
2	Brique creuse	0.1	09	**0.9**
Charge permanente totale : 1.30 [KN/m2]				

Balcons (en dalle pleine) :

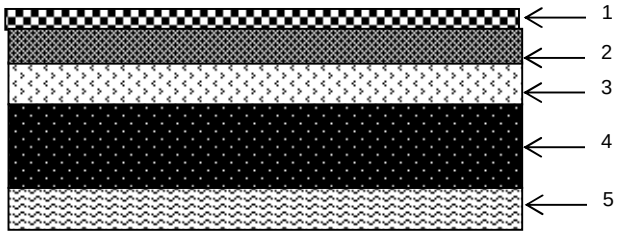


Figure. II.8 :Coupe transversale de la dalle pleine

Tableau.II.5 : valeur de la charge de la dalle pleine (balcon).

	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m3]	Charge [KN/m2]
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	**0.44**
2	Mortier de pose	0.02	20	**0.40**
3	Couche de sable	0.03	18	**0.54**
4	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	**3.75**
5	Mortier de ciment	0.02	10	**0.20**
Charge permanente totale : 5.33 [KN/m2]				

II.5.2 Les surcharges d'exploitation :

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

Tableau II.6 **:**Surcharges d'exploitation selon le DTR

Éléments	Q (KN/m2)
Plancher étage courant (habitation)	**1,5**
Plancher étage commercial	**3.5**
Escaliers	**2,5**
Plancher Terrace inaccessible	**1**
Balcons	**3,5**
Acrotère	**1**
Plancher de sous-sol	**3,5**

II.5.3 Descente de charge :

La descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuées en fonction des surfaces attribuées à chaque éléments porteur (poutre et poteau et voile) appelée surface d'influence.

A) La Surface d'influence :

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (C2) comme le montre la figure suivante :

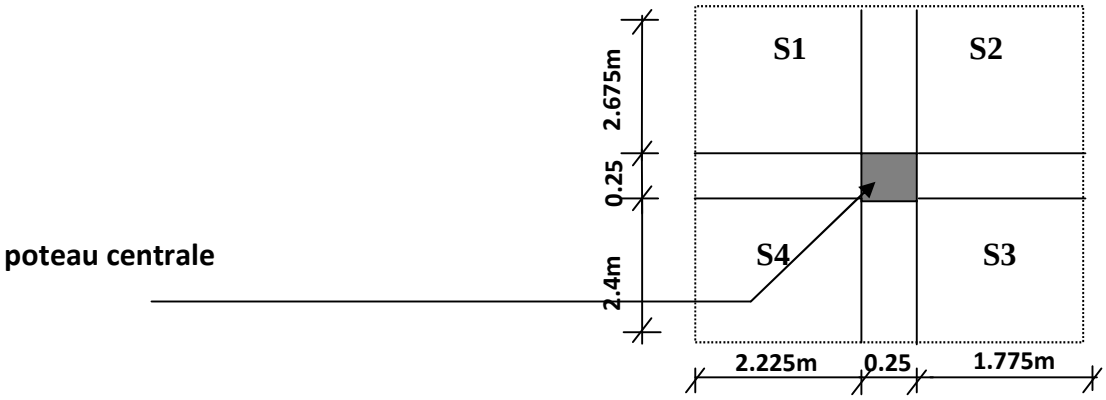


Figure II.9 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

Avec:

St = S1+S2+S3+S4

St = (2,225x2.675)+ (1.775x2.675) +(1.775x2.4)+(2.225x2.4)=20.03m^2

St =20.03m²

B) Poids propre des éléments :

- **Les planchers :**

Poids du plancher : P= G X S

- **Plancher terrasse inaccessible :**

P= 6.32× 20.03=**126.6 KN.**

- **Plancher étage courant :**

P= 5.28× 20.03**= 105.76 KN.**

- **les Poutres :**

$$\rho = 25\,Kn\ \ m^3$$

Poids de poutre : bxhxLx ρ

- **Poutres principales :**

P_{pp}= (0.30 × 0.40)×(2.675+2.4) × 25 **= 15.225KN**.

- **Poutres secondaires :**

P_{ps}= (0,30 × 0,35) ×(2.225+1.775) × 25 **= 10.5 KN.**

Donc le poids des poutres : $P_{tot} = P_{p.p} + P_{p.s}$ **=25.725 KN.**

- **Poteaux :**

Poids de poteau : bxhxHx ρ

- **Poids du poteau du RDC:**

G=0.25x0.25x(3.06)x25=4.781kN.

- **Poids du poteau d'étage courant:**

G=0.25x0.25x(3.06)x25=4.781kN.

- **Poids du poteau du sous-sol:**

G=0.25x0.25x(3.57)x25=5.578kN.

II- 5- Surcharge d'exploitation :

Q_0: surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible:

Q_0 =1 x20.03 =**20.03 KN.**

Q_1à Q_5 : surcharges d'exploitations du plancher étage courant

Q1à Q_5= 1.5 x20.03 = **30.045KN.**

Q_6 : surcharges d'exploitations du RDC à usage commerciale et habitation

Q_6 =1.5x20.03 =**30.045KN.**

Q_7 : surcharges d'exploitations du plancher sous-sol :

Q_7 =3.5x20.03 =70.105**KN.**

II.6 Loi de dégression des surcharges :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2[3], la dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression des charges. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq (5) , ce qui est le cas du bâtiment étudié. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \quad \text{..... pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharges d'exploitation de la toiture

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

n : nombre d'étage du haut ver le bas, pour $n \geq 5$

$\Sigma_0 = Q_0$

$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$

$\Sigma_2 = Q_0 + 0{,}9\ (Q_1 + S_2)$

$\Sigma_3 = Q_0 + 0{,}85(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

⋮ ⋮

$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n]\ .\Sigma^{n}_{i=1} Q_0$ Pour $n \geq 5$

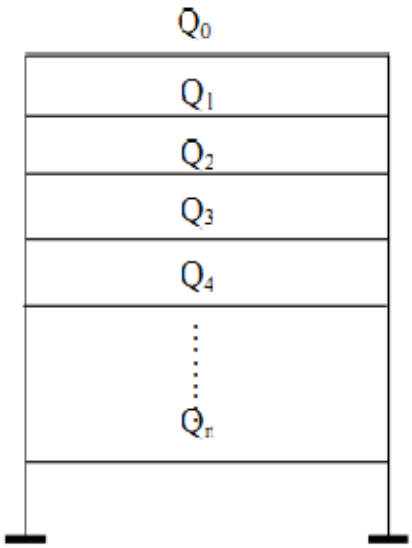


Tableau II.7 : Coefficients de dégression de surcharge (3+n/2n)

Niveau	6	5	4	3	2	1	RDC	ES
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0.714

II.6.1 Les surcharges cumulées :

$Q_0 = 20.03$ KN

$Q_0 + Q_1 = 20.03 + 30.045 = 50.075$ KN

$Q_0 + 0{,}95(Q_1 + Q_2) = 20.03 + 0{,}95(2 \times 30.045) = 77.12$ KN

Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) = 20.03+ 0,90(3x30.045) = 101.151 KN

Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4)= 20.03+ 0,85(4x30.045) = 122.183 KN

Q_0+ 0,80(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5)= 20.03+ 0,80(5x30.045) = 140.21KN

Q_0+ 0,75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)= 20.03+ 0,75(5x30.045+30.045) = 155.232 KN

Q_0+ 0,714(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+$Q_{7)=}$ 20.03+ 0,714(6x30.045+70.105) =199.482KN

Tableau II.8: Récapitulatif de la descente de charge

Niveau	Charge permanentes en (KN)					Surcharge d'exploitation en (KN)				Section adoptée (cm^2)
	G Plancher	G Poteau	G Poutre	G Total	G Cumulés	Qi	Q Cumulés	N= Qc+Gc	Section trouvée	
Terrasse	126.6	4,78	25.725	157.105	157.105	20.03	20.03	177.135	118.09	**25 × 25**
ET 5	105.76	4,78	25.725	136.265	293.37	30.045	50.075	343.445	228.96	**25 × 25**
ET 4	105.76	4,78	25.725	136.265	429.635	30.045	77.12	506.755	337.837	**25 × 25**
ET 3	105.76	4,78	25.725	136.265	565.9	30.045	101.151	667.051	444.70	**30 × 30**
ET 2	105.76	4,78	25.725	136.265	702.165	30.045	122.183	824.348	549.565	**30× 30**
ET 1	105.76	4,78	25.725	136.265	838.43	30.045	140.21	978.64	652.427	**30 x 30**
RDC	105.76	4.78	25.725	136.265	974.695	30.045	155.232	1129.927	753.285	**35 × 35**
Entresol	105.76	5.578	25.725	137.063	1111.76	70.105	199.482	1311.242	874.161	**35x 35**

NB :

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

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

Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux (pour évite la rotule plastique), pour cela on doit effectuée des vérifications qui sont exigée par RPA (RPA/A.7.4.1)[1].

$V = N_d / B_c \cdot F_{c28}$ RPA/ (article 7.4.3.1) [1].

II.7 Vérifications relatives aux coffrages (Art7. 4 .1du RPA2003) [1]. **:**

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\ \text{cm} \Rightarrow \text{en zone IIa.} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

Avec :

b1 et **h1** les dimensions de poteaux .

he : hauteur d'étagé.

Les sections adoptées :

- $(35 \times 35)\ cm^2 \rightarrow$ pour le S-Sol et RDC
- $(30 \times 30)\ cm^2 \rightarrow$ pour le $1^{éme}$, $2^{éme}$, $3^{éme}$ étage.
- $(25 \times 25)\ cm^2 \rightarrow$ pour $4^{éme}$, $5^{éme}$, $6^{éme}$ étage.

✓ **Pour les Poteaux du sous-sol (35X35) :**

h=3.57m

Min (35 , 35) ≥25 cm…… Vérifiée ✔

Min (35, 35) ≥ he / 20 =17.85 cm …… Vérifiée ✔

¼ ≤ (b / h) = 1 ≤ 4 ……Vérifiée ✔

Pour les Poteaux du RDC (35X35) :

h=3.06m

Min (35 , 35) ≥25 cm……. Vérifiée ✔

Min (35 , 35) ≥ he / 20 = 15.3cm…… Vérifiée ✔

¼ ≤ (b / h) = 1 ≤ 4 ……. Vérifiée ✔

✓ **Pour les Poteaux du l'étage courant 1er, 2éme et 3éme (30x30) :**

h=3.06m

Min (30, 30) ≥25 cm …… Vérifiée ✔

Min (30, 30) ≥ he / 20 = 15.3 cm ……. Vérifiée ✔

¼ ≤ (b / h) = 1 ≤ 4 …… Vérifiée ✔

✓ **Pour les Poteaux du l'étage courant 4 éme ,5éme et 6 éme (25x25) :**

h=3.06m

Min (25 , 25) ≥25 cm …… Vérifiée ✔

Min (25 , 25) ≥ he / 20 = 15.3 cm …… Vérifiée ✔

¼ ≤ (b / h) = 1 ≤ 4 ……. Vérifiée ✔

Conclusion :

Les conditions du RPA sont vérifiées, la section des poteaux est admissible.

II.8 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments
comprimés des structures suite à l'influence défavorable des sollicitations lorsque ces derniers sont élancés.
La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

λ = lf / i ≤ 50

avec :

- λ : Élancement du poteau.
- lf : Longueur de flambement .
- i: Rayon de giration $i=\sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : moment d'inertie du poteau, $I=\frac{bh^3}{12}$ (section rectangulaire),
- $I = \frac{b^3}{12}$ (Section carrée).
- B : section du poteau (B = b x h)

La longueur de flambement lf est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives. Le BAEL91 nous suggère d'adopter

lf = 0,7 l_0 lorsque le poteau est encastré à ses extrémités,

- soit encastré dans un massif de fondation,

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

l_0 : hauteur libre du poteau

Application numérique :

lf = 0.7 × 3.17 = 2.219m ⟹ pour le poteau du sous sol

lf = 0.7× 2.66 = 1.862 m ⟹ pour le poteau du RDC,

lf = 0.7 × 2.66= 1.862m ⟹ pour le poteau des étages courants

❖ **Pour le sous-sol :**

$$i=\sqrt{\frac{35\times35^3}{12\times35\times35}}=\sqrt{\frac{35^2}{12}}=10.10cm$$

D'ou $\lambda = \frac{2.219\times10^2}{10.10}=21.97$

❖ **Pour le RDC :**

$$i=\sqrt{\frac{35\times35^3}{12\times35\times35}}=\sqrt{\frac{35^2}{12}}=10.10cm$$

D'ou $\lambda = \frac{1.862 \times 10^{2}}{10.10} = 18.44$

❖ **Pour le 1^er^, 2^eme^ et 3^éme^ étage :**

$$i = \sqrt{\frac{30 \times 30^{3}}{12 \times 30 \times 30}} = \sqrt{\frac{30^{2}}{12}} = 8.66 cm$$

$$\lambda = \frac{1.862.x10^{2}}{8.66} = 21.5$$

❖ **Pour le 4^eme^ ,5^eme^ et 6^eme^étage :**

$$i = \sqrt{\frac{25 \times 25^{3}}{12 \times 25 \times 25}} = \sqrt{\frac{25^{2}}{12}} = 7.22 cm$$

$$\lambda = \frac{1.862.x10^{2}}{7.22} = 25.8$$

- **Toutes les valeurs de λ sont inférieures à 50, alors il n'y a aucun risque de flambement.**

Chapitre III

Calcul des éléments

Introduction

La partie de calcul des éléments, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferraillage et les différentes vérifications.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

III.A) Calcul des planchers :

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher, à savoir le plancher en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée, des dalles pleines seront prévues pour les balcons et le plancher porteur de l'appareil de levage.

Les poutrelles sont de section en Té, distantes de 65cm entres axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu ayant un rôle d'isolation phonique et d'avoir un plus de rigidité pour le plancher, sa dimension est de 16cm.

III.A.1) la dalle de compression :

La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TL520, ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines. ⇒

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL 99/ B 6.8,423 [2]:

- ✓ 20cm pour les armatures ⊥ aux poutrelles.
- ✓ 30cm pour les armatures // aux poutrelles.

III.A.1.1) Ferraillage de la dalle de compression :

A) Armatures ⊥ aux poutrelles :

$A_{\perp}$ [cm^2 /ml] ≥ $\frac{400}{fe}$ Lorsque $L' \leq 50cm$

$A_{\perp}$[cm^2/ ml] ≥ $\frac{4L'}{fe}$ Lorsque $50cm \leq L' \leq 80cm$

Dans notre cas $L'=65cm$ ⇒ $50cm \leq L' \leq 80cm$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L'}{f_e}$$

Avec :

L' : distance entre axe des poutrelles (L=65cm).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (f_e=520MPa)

$$A\perp \geq \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0{,}50 cm^2/ml$$

On adoptera : $A_{\perp}$ = 5T5/ml = 0,98 cm^2 /ml avec : un espacement e = 20 cm.

B) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

$$A// = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0{,}49 cm^2/ml$$

On adoptera A// = 5T5 = 0,98 cm^2/ml avec : e = 20cm.

Conclusion :

Nous optons, pour le ferraillage de la dalle de compression, pour un treillis soudé 5T5/ml TLE (5 x 200 x 5 x200).

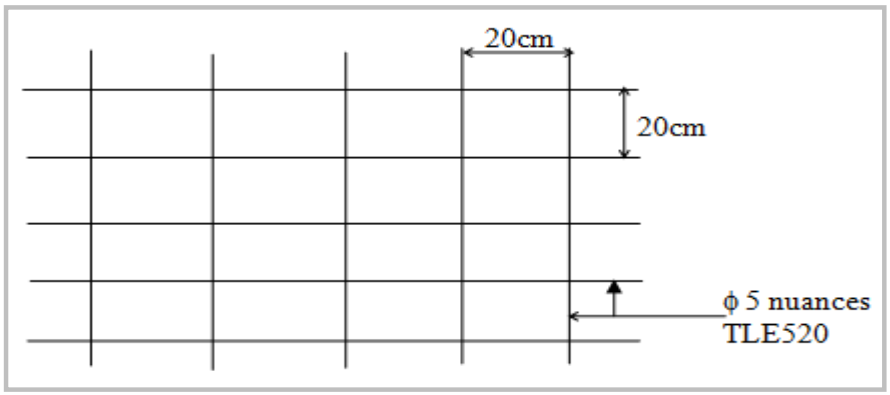


Figure III.A.1 Ferraillage de la dalle de compression

III.A.2) Etude de la poutrelle:

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

a) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

✓ **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite porte.

✓ **Critère de la continuité :**

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

b) Dimensionnement de la poutrelle : [B.A.E.L 99 /Art A.4.1, 3]

La largeur de l' hourdis à prendre en compte de chaque côté d´une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après

$$b1 = \text{Min}\left(\frac{L}{10}, \frac{b-b0}{2}, 8h_0\right) = (53.5,\ 26.5,\ 32)\ \text{cm}$$

$$b1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5\ \text{cm}$$

donc:

b1 = min (53.5, 26.5 ,32) cm = 26.5 cm.

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

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

b1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure

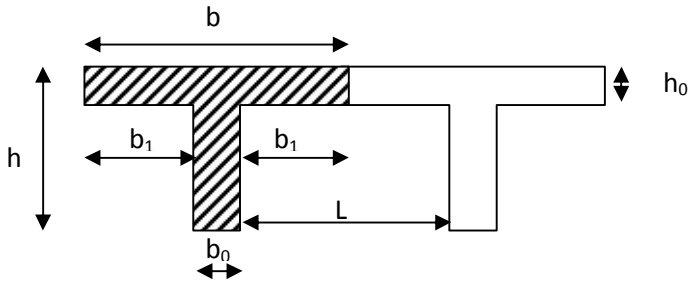
L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (65 -12= L_0 = 53 cm).

L1: longueur de la plus grande travée. (L1 = 445cm).

b_0 : largeur de la nervure. (b_0 = 12cm).

C = 2cm (enrobage)

d = 18 cm (hauteur utile)



III.A.3) calcul des poutrelles :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

A) 1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre se section rectangulaire (12x4)cm^2 reposant sur deux appuis. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- ✓ Poids propre de la poutrelle : G1= (0.04 × 0.12) × 25 = 0.12 KN/ml
- ✓ Poids du corps creux : G2 = 0.95 × 0.65 = 0.62KN/ml
- ✓ Surcharge de l'ouvrier : Q = 1 KN/ml.

Charge permanente : G =G1+G2=0.74 KN/ml

Charge d'exploitation : Q=1KN/ml

Calcul des efforts à l'ELU :

- Le calcul se fera pour la travée la plus longue.

- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

- **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(0.74) + 1.5(1.0) = 2.5KN/ml$$

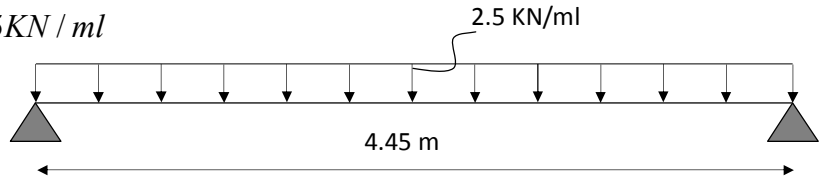


Figure III.A.2 : Schéma statique de la poutrelle

- **Moment isostatique :**

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

$$M_0 = \frac{2.5(4.45)^2}{8} = 6.188KN.m$$

M_0=6.188KN.m

- **Effort tranchant :**

$$V = \frac{q_u l}{2} = \frac{2{,}5 \times 4.45}{2} = 5.562$$

V=5.562 *KN*

- **Calcul des armatures :**

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes :

b=12 cm ; h= 4 cm ; d=h-c d'ou c = 2 cm

Soit :

c : l'enrobage (c=2cm)

d : hauteur utile. d=h-c h=4cm

d = h - c = 4 – 2 = 2 cm

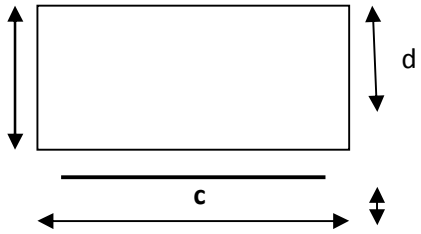


Fig. III.A.3 : Coupe schématique de la poutrelle

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \ \text{MPa}.$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.188}{0{,}12\,x\,0{,}02^2\,x\,14{,}2x10^3} = 9.078$$

μ_b = 9.078 >> μ_l = 0,392 **La section est doublement Armée *(SDA)***

Conclusion :

Donc, les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placés, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

- **Calcul de la distance entre étais :**

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.

Ml = µl ×b0×d^2×fbu =0.392×0.12×$(0.02)^2$×14.2×10^3 =0.26 kN.ml

Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$\mathbf{l_{max} = \sqrt{\frac{8 \times M_l}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92m}$$

l < 0.92 m

On prend : l= 0.90 m entre étais.

B) 2ème étape : après coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme étant une poutre continue sur plusieurs appuis de section en Té. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant aux planchers.

Nous avons 6 cas a étudier pour avoir le cas le plus défavorable.

↳ Poids des planchers :

- **Plancher terrasse *:***

Charges permanentes: G =6.32x 0.65 = 4.108 KN/ml

Charges d'exploitations :Q =1 x 0.65 = 0.65 KN/m

- **Plancher étage courant à usage d'habitation :**

Charges permanents G =5.28x0.65 = 3.432 KN/ml

Charges d'exploitation Q =1.5x0.65 = 0.975 KN/ml

- **Plancher RDC à usage commerciale et habitation :**

Charges permanentes G= 5.28x0.65 =3.432 KN/ml

Charges d'exploitations Q= 3.5x0.65= 2.275KN/ml

↳ Combinaison de charges :

- **Plancher terrasse :**

ELU : q_u= 1.35G +1.5Q=1.35x4.108+1.5x0.65=6.5208 KN/ml

ELS : q_{ser}=G+Q=4.108+0.65= 4.758 KN/ml

- **Plancher étage courant à usage d'habitation :**

ELU : q_u= 1.35G +1.5Q=1.35x3.432+1.5x0.975= 6.0957KN/ml

ELS : q_{ser}=G+Q=3.432+0.975= 4.407 KN/ml

- **Plancher RDC à usage commerciale et habitation :**

ELU : q_u= 1.35G +1.5Q= 1.35x3.432+1.5x2.275 =8.046KN/ml

ELS : q_{ser}=G+Q= 3.432+2.275=5.707KN/ml

Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher RDC (commerce et habitation) est le plus défavorable. Donc on l'utilisera pour le calcul du ferraillage.

1) Calcul des sollicitations :

↳ Méthode de calcul:

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

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

A) Méthode forfaitaire :

Cette méthode est proposer par le **B.A.E.L99 article B.6.210 ,** le principe de cette méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis a partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- **Vérification des conditions d'application de la méthode :(Art B.6.2.210 BAEL 91 modifié 99)**

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5kN/m2.

Q ≤ max (2G ; 5 KN/m2).

Q = 1 (terrasse) $\leq \max\{2G;\ 5\ KN/ml\}$ **= 12.64 KN** $\Rightarrow$ ***la condition est vérifiée***

Q = 1.5 (habitation) $\leq \max\{2G;\ 5\ KN/ml\}$ **=10.56 KN** $\Rightarrow$ ***la condition est vérifiée***

Q = 5 (commerciale) $\leq \max\{2G;\ 5\ KN/ml\}$ **=10.56 KN** $\Rightarrow$ ***la condition est vérifiée***

2) La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable ⟹ ***la condition est vérifiée***

3) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées ⟹ ***la condition est vérifiée***

4) Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

Application numérique : $0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1{,}2$

Tableau III.A.1 Rapport des portées successives

La travée	Longueur L_i [m]	L_i/L_{i+1}	Conclusion
L_1	4,45	**1,00**	Condition vérifiée
L_2	4,45		
L_2	4,45	**1,25**	Condition vérifiée
L_3	3.35		
L_3	3.35	**1.25**	Condition vérifiée
L_4	4,44		
L_4	4,44	**1,04**	Condition vérifiée
L_5	4,25		
L_5	4,25	**1,07**	Condition vérifiée
L_6	3.95		
L_6	3.95	**0.97**	Condition vérifiée
L_7	4.05		
L_7	4.05	**1.17**	Condition vérifiée
L_8	4,45		

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable

B) Exposé de la méthode :

α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation.

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

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans une travée indépendante

$M_0 = q\, l^2 / 8$

M_w : valeur absolue du moment sur l'appui de gauche

M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite

M_t : La valeur maximales du moment dans la travée considérée, où :

Les valeurs de M_W ,M_e ,M_t , doivent vérifiée les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max\left[1.05M_0;(1+0.3\alpha)M_0\right]-\frac{M_\omega+M_e}{2}$$

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

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

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

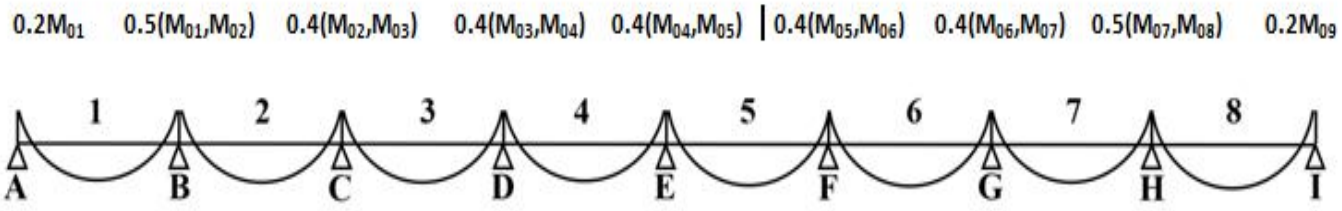
- 0.2M0 dans le cas d'une poutre à deux travées
- 0.5M0 pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à trois travées.
- 0.4M0 pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées

↳ **Pour 1 ^{er} cas :** une poutre a 8 travées.

$$\begin{cases} \mathbf{Q} = \mathbf{2.275\ KN/ml} \\ \mathbf{G} = \mathbf{3.432\ KN/ml} \end{cases}$$

E.L.U : q_u = 8.046 KN / ml

E.L.S : q_s = 5.707 KN / ml



↳ **Schéma statique de calcul :**

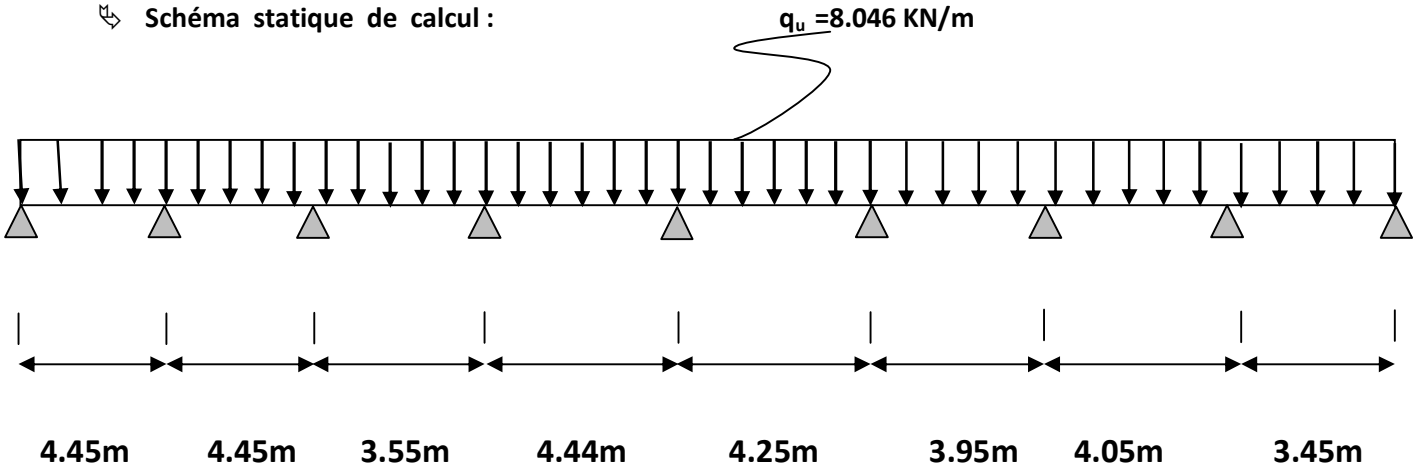


Figure III.A.5 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur neuf appuis

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \qquad avec \qquad 0 \le \alpha \le \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{3.432}{2.275 + 3.432} = 0.4 \prec \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	(1 + 0.3α)	(1 + 0.3α) / 2	(1.2 + 0.3α) / 2
0.4	1.12	0.56	0.66

C) Calcul des moments isostatique :

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

Travée	A – B	B – C	C – D	D- E	E – F	F - G	G- H	H-I
L(m)	4.45	4.45	3.55	4.44	4.25	3.95	4.05	3.45
M_0	19.92	19.92	12.67	19.83	18.17	15.69	16.49	11.67

D) Calcul des moments Aux appuis :

$M_{appui} = \beta\, M_0^{max}$

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Coefficient forfaitaire β	0.2	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.2
M_{appui}	3.98	9.96	7.97	7.93	7.93	7.26	6.59	8.245	2.39

D) Calcul des moments en travées :

✓ **Travée de rive A – B**

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq (1+0.3\alpha)M_{01} - \dfrac{M_A + M_B}{2} \\ M_{tAB} \geq \left(\dfrac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq 1.12x19.92 - \dfrac{3.98+9.96}{2} = 15.36KN.m \\ M_{tAB} \geq 0.66x19.92 = 13.14\ KN.m \end{cases}$$

On prend : M_{tAB} **= 15.36 KN.m**

✓ **Travée intermédiaire B - C**

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq (1+0.3.\alpha)M_{02} - \dfrac{M_B + M_c}{2} \\ M_{tBC} \geq \left(\dfrac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq 1.12 \times 19.92 - \dfrac{9.96 + 7.97}{2} \\ M_{tBC} \geq 0.56 \text{x} 19.92 = 11.15 \text{ KN. m} \end{cases}$$ =13.34KN.m

On prend : M_{tBC} = 13.34KN. M

✓ **Travée de rive C- D**

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq (1 + 0.3.\alpha).M_{03} - \dfrac{M_C + M_D}{2} \\ M_{tCD} \geq \left(\dfrac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq 1.12 \times 12.67 - \dfrac{7.97 + 7.93}{2} = 6.25 KN.m \\ M_{tCD} \geq 0.56 \text{ x} 12.67 = 7.1 KN. m \end{cases}$$

On prend : **M_{tCD} = 7.1 KN.m**

✓ **Travée de rive D- E**

$$\begin{cases} M_{tDE} \geq (1 + 0.3.\alpha).M_{04} - \dfrac{M_D + M_E}{2} \\ M_{tDE} \geq \left(\dfrac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{04} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tDE} \geq 1.12 \times 19.83 - \dfrac{7.93 + 7.93}{2} = 14.27 KN.m \\ M_{tDE} \geq 0.56 \text{x} 19.83 = 11.10 KN.m \end{cases}$$

On prend : **M_{tCD} = 14.27 KN.m**

✓ **Travée de rive E-F**

$$\begin{cases} M_{tEF} \geq (1+0.3.\alpha).M_{05} - \dfrac{M_E + M_F}{2} \\ M_{tEF} \geq \left(\dfrac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_{05} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tEF} \geq 1.12 \times 18.17 - \dfrac{7.93+7.27}{2} = 12.75 KN.m \\ M_{tEF} \geq 0.56 \text{ x}18.17 = 10.17 \text{ KN. m} \end{cases}$$

On prend : **M_{tEF} = 12.75 KN. M**

✓ **Travée de rive F-G**

$$\begin{cases} M_{tFG} \geq (1+0.3.\alpha).M_{06} - \dfrac{M_F + M_G}{2} \\ M_{tFG} \geq \left(\dfrac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_{06} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tFG} \geq 1.12 \times 15.69 - \dfrac{7.27+6.596}{2} = 10.64 KN.m \\ M_{tFG} \geq 0.56 \text{ x}15.58 = 8.79 \text{ KN. m} \end{cases}$$

On prend : **M_{tFG} = 10.64 KN. M**

✓ **Travée de rive G-H**

$$\begin{cases} M_{tGH} \geq (1+0.3.\alpha).M_{07} - \dfrac{M_G + M_H}{2} \\ M_{tGH} \geq \left(\dfrac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_{07} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tGH} \geq 1.12 \times 16.49 - \dfrac{6.596 + 8.245}{2} = 11.05 KN.m \\ M_{tGH} \geq \quad 0.56 \text{ x}16.49 = 10.89 \text{KN. m} \end{cases}$$

On prend : **M_{tGH} = 11.05 KN. M**

- ✓ **Travée de rive H-I**

$$\begin{cases} M_{tHI} \geq (1 + 0.3.\alpha) M_{08} - \dfrac{MH + MI}{2} \\ M_{tHI} \geq \left(\dfrac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{08} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tHI} \geq 1.12 \times 11.97 - \dfrac{8.248 + 2.394}{2} = 8.1 KN.m \\ M_{tHI} \geq \quad 0.66 \text{ x}11.97 = 8 \text{ KN. m} \end{cases}$$

On prend : **M_{tHI} = 8.1 KN. M**

E) Calcul de l'effort tranchant :

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

- ✓ **La travée A – B**

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

$$V_A = \frac{8.046 \times 4.45}{2} + \frac{(-9.96) - (-3.98)}{4.45} = 16.56 KN \ .$$

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

$$V_B = -\frac{8.046 \times 4.45}{2} + \frac{(-9.96) - (-3.98)}{4.45} = -19.25 KN$$

✓ **La travée B– C**

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

$$V_B = \frac{8.046\ x 4.45}{2} + \frac{(-7.97) - (-9.96)}{4.45} = 18.34\ KN$$

$$V_C = -\frac{8.046 \times 4.45}{2} + \frac{(-7.97) - (-9.96)}{4.45} = -17.45 KN$$

✓ **La travée C – D**

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

$$V_C = \frac{8.046 \times 3.55}{2} + \frac{(-7.93) - (-7.97)}{3.55} = 14.29\ KN$$

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

$$V_D = -\frac{9.51 \times 3.55}{2} + \frac{(-7.93) - (-7.97)}{3.55} = -14.27\ KN$$

✓ **La travée D – E**

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

$$V_D = \frac{8.046 \times 4.44}{2} + \frac{(-7.93) - (-7.93)}{4.44} = 17.86\ KN$$

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

$$VE = -\frac{8.046 \times 4.44}{2} + \frac{(-7.93) - (-7.93)}{4.44} = -17.86\ KN$$

✓ **La travée E - F**

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

$$V_E = \frac{8.046 \times 4.25}{2} + \frac{(-7.27) - (-7.93)}{4.25} = 17.25\ KN$$



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

$$V_F = -\frac{8.046 \times 4.25}{2} + \frac{(-7.27) - (-7.93)}{4.25} = -16.94\ KN$$

✓ **La travée F-G**

$$V_F = \frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$V_F = \frac{8.046 \times 3.95}{2} + \frac{(-6.596) - (-8.245)}{3.95} = 15.64\ KN$$

$$V_F = -\frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$V_F = -\frac{8.046 \times 3.95}{2} + \frac{(-6.596) - (-8.245)}{3.95} = -16.14\ KN$$

✓ **La travée G- H**

$$V_G = \frac{q_u l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$V_G = \frac{8.046 \times 4.05}{2} + \frac{(-8.245) - (-6.596)}{4.05} = 17.51\ KN$$

$$V_H = -\frac{q_u l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$V_H = -\frac{8.046 \times 4.05}{2} + \frac{(-8.245) - (-6.596)}{4.05} = -15.07\ KN$$

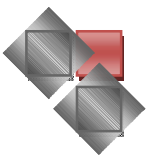
✓ **La travée H-I**

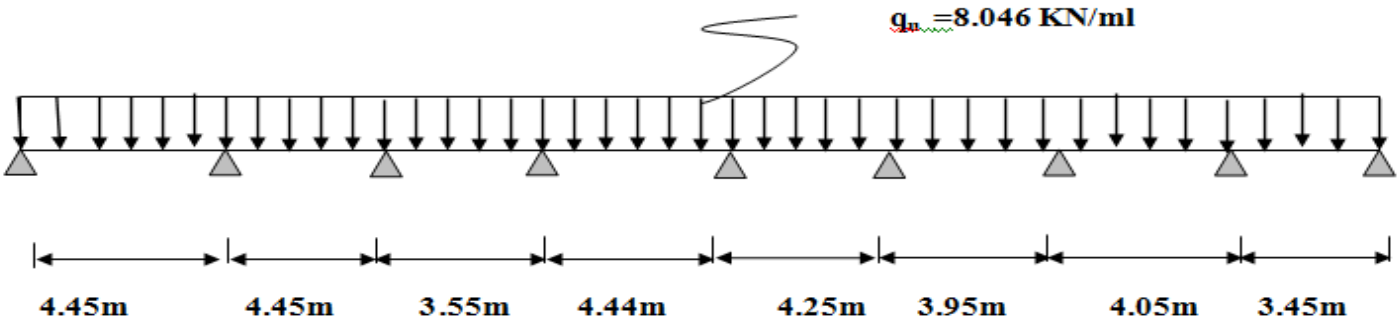
$$V_H = \frac{q_u l_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{l_{HI}}$$

$$V_H = \frac{8.046 \times 3.43}{2} + \frac{(-2.394) - (-8.245)}{3.43} = 15.57\ KN$$

$$V_I = -\frac{q_u l_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{l_{HI}}$$

$$V_I = -\frac{8.046 \times 3.43}{2} + \frac{(-2.394) - (-8.245)}{3.43} = -12.18\ KN$$





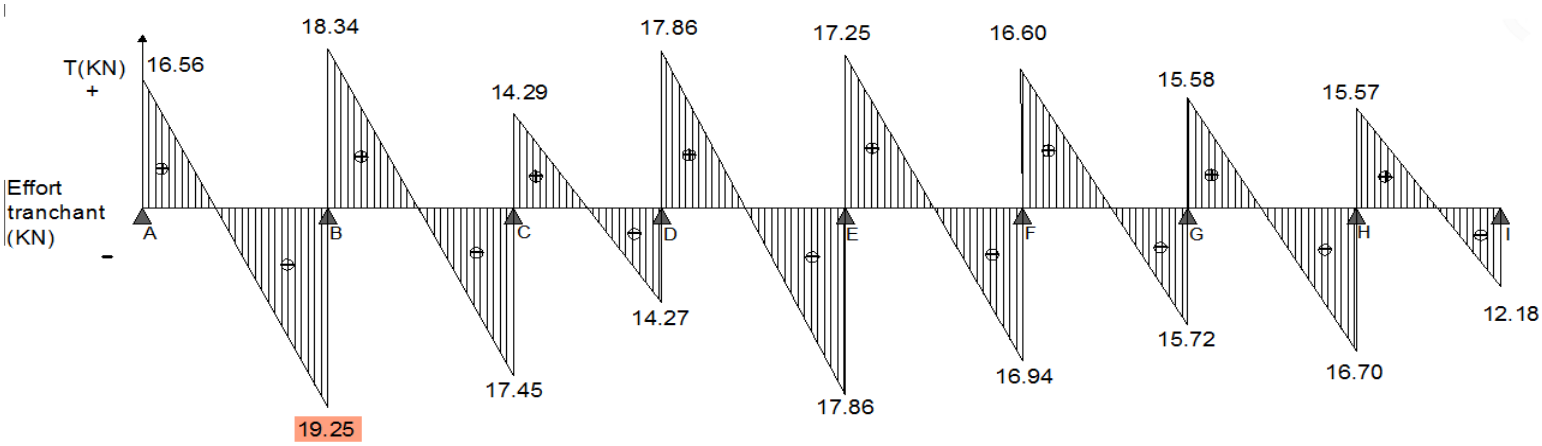


Fig. III.A.5 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

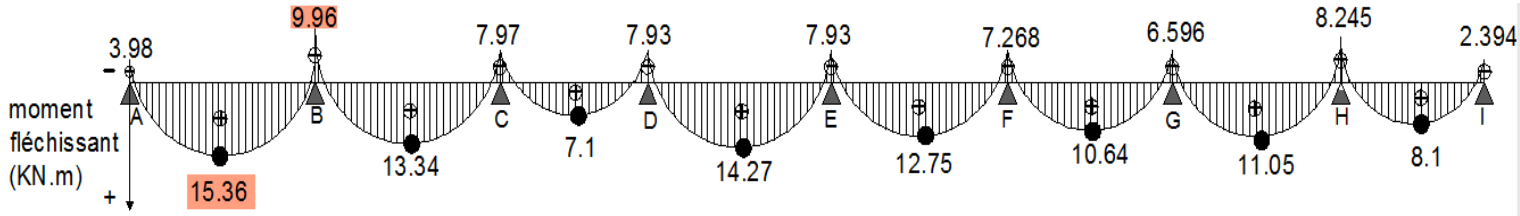


Fig. III.A.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

2éme cas : Pour une poutre à 2 travées :

Schéma statique de calcul :

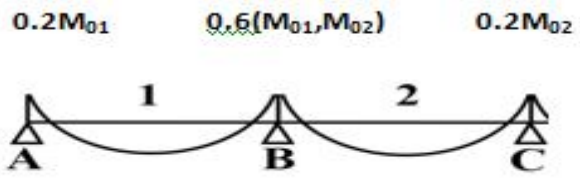


Figure III.A.7 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 3 appuis

Tableau III-A .2es efforts internes à l'ELU

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$M_t(x)$ (KN.m)	V_i (KN)
F-G	3.95	8.046	15.7	-3.14	-9.9	11.06	14.18
							-17.6
G-H	4.05	8.046	16.5	-9.9	-3.3	11.9	17.92
							-17.92

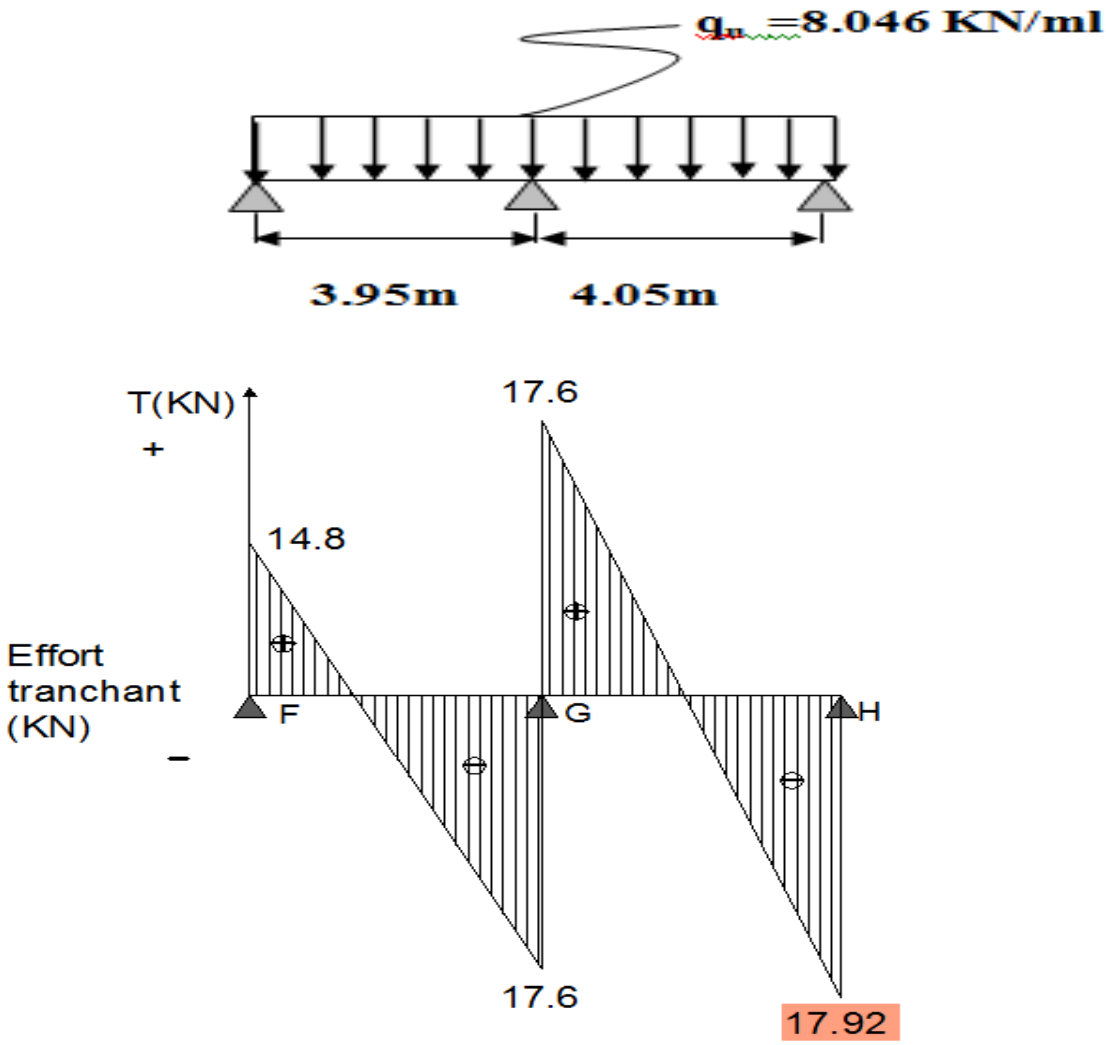


Fig. III.A.8 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

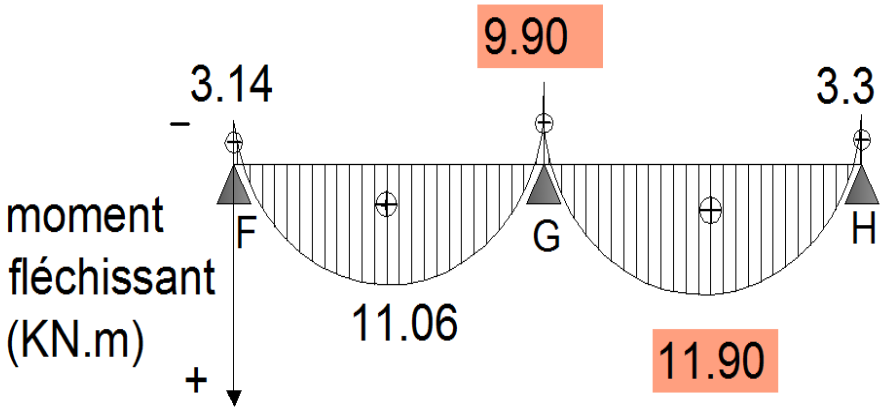


Fig. III.A.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

↳ **3eme cas : une poutre a 4travée.**

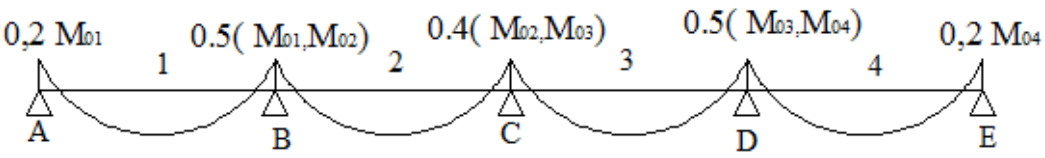
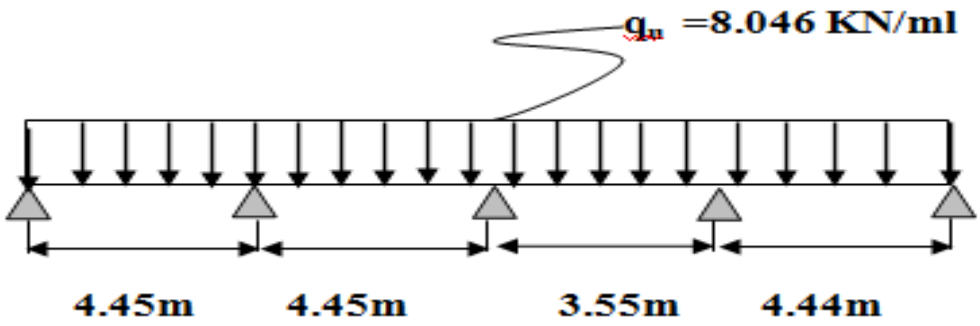


Figure III.A.10 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 5 appuis

Tableau III.A.3 les efforts internes à l'ELU

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$M_t(x)$ (KN.m)	V_i (KN)
A-B	4.45	8.046	19.92	-3.98	-9.96	15.34	16.56
							-19.24
B-C	4.45	8.046	19.92	-9.96	-7.97	13.34	18.35
							-17.45
C-D	3.55	8.046	12.67	-7.97	-9.91	7.1	13.73
							-14.83
D-E	4.44	8.046	19.83	-9.91	-3.97	15.27	19.20
							-16.52



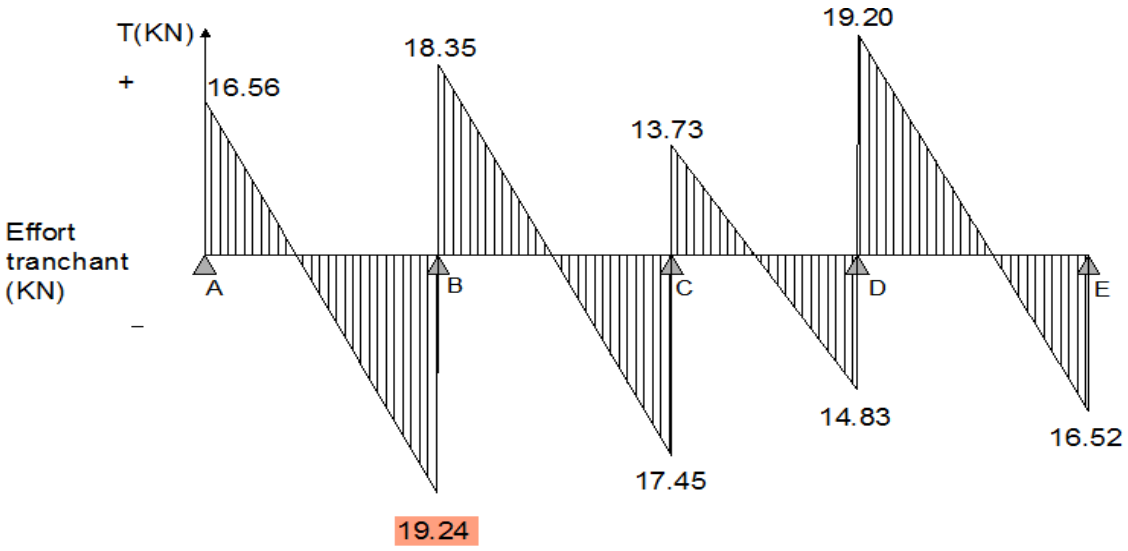


Fig. III.A.11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

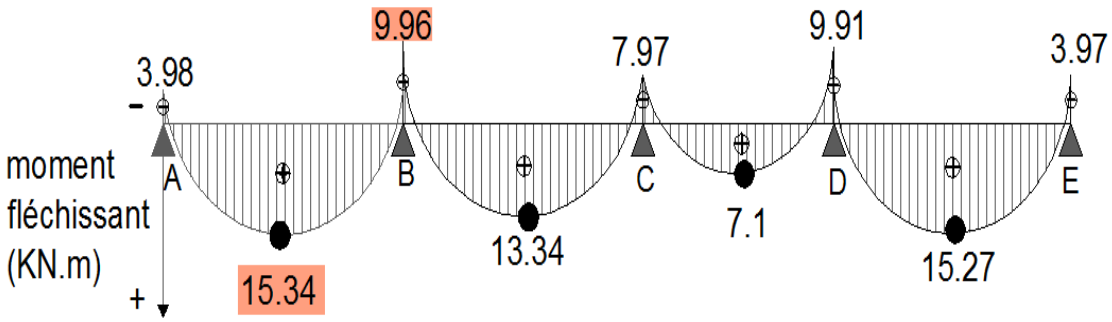


Fig. III.A.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

↳ 4eme cas à 6 travées :

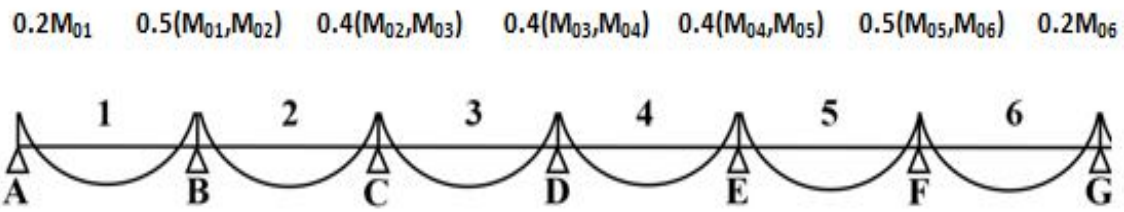


Figure III.A.13 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 7 appuis

Tableau III-A.4 les efforts internes à l'ELU

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$M_t(x)$ (KN.m)	V_i (KN)
A-B	4.45	8.046	19.92	-3.98	-9.96	15.34	16.56
							-19.24
B-C	4.45	8.046	19.92	-9.96	-7.97	13.34	18.35
							-17.45
C-D	3.55	8.046	12.67	-7.97	-7.93	7.1	14.3
							-14.27
D-E	4.44	8.046	19.83	-7.93	-7.93	14.27	17.86
							-17.86
E-F	4.25	8.046	18.16	-7.93	-9.08	11.84	17.25
							-16.82
F-G	3.95	8.046	15.7	-9.08	-3.14	11.46	17.4
							-14.38

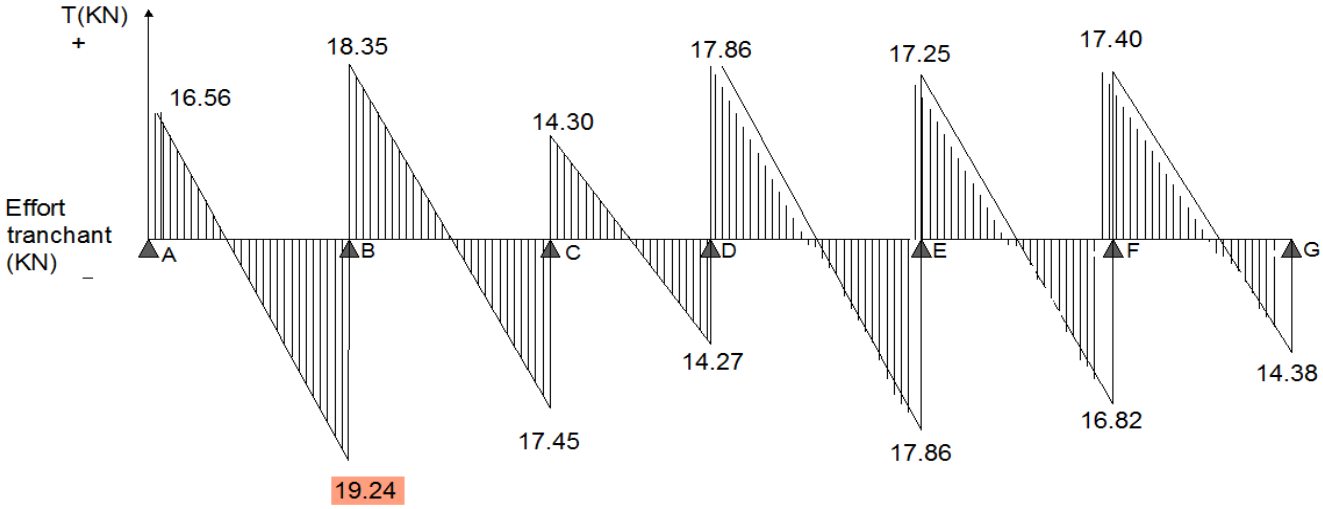


Fig. III.A.14 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

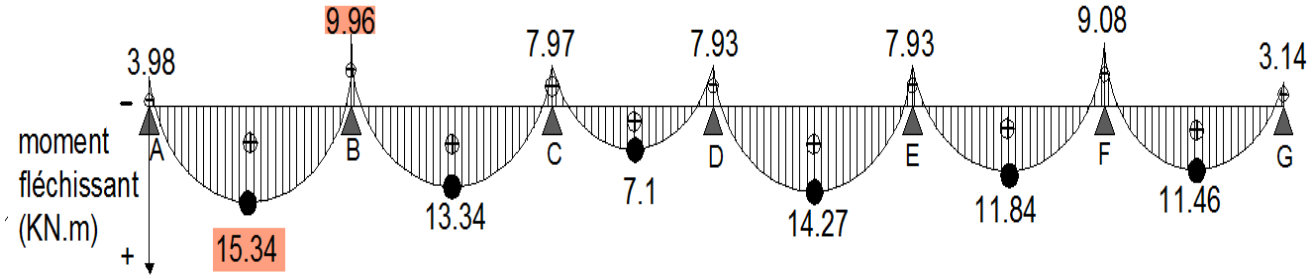


Fig. III.A.5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

↳ **5eme cas a 3 travées :**

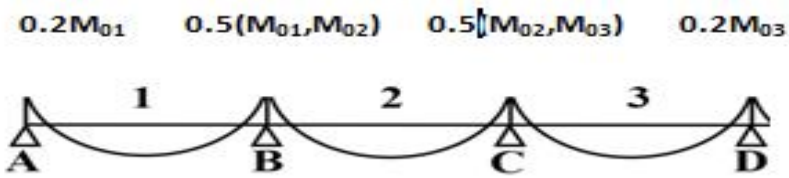


Figure III.A.16 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 4 appuis

Tableau III-A-5les efforts internes à l'ELU

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$M_t(x)$ (KN.m)	V_i (KN)
B-C	4.45	8.046	19.92	-3.98	-9.96	15.34	16.56
							-19.24
C-D	3.55	8.046	12.67	-9.96	-9.81	8.36	14.29
							-14.27
D-E	4.44	8.046	19.83	-9.81	-3.96	13.08	19.20
							-16.52

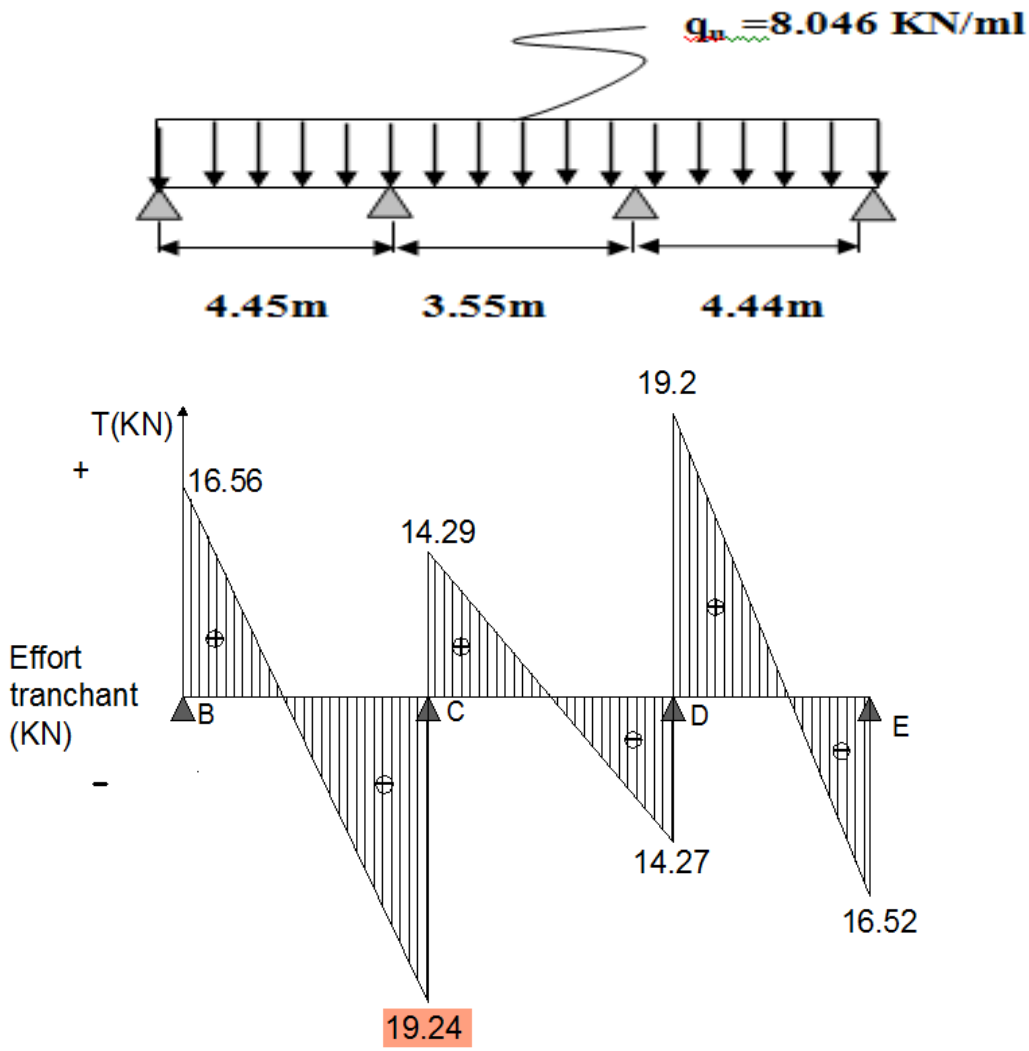


Fig. III.A.17 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

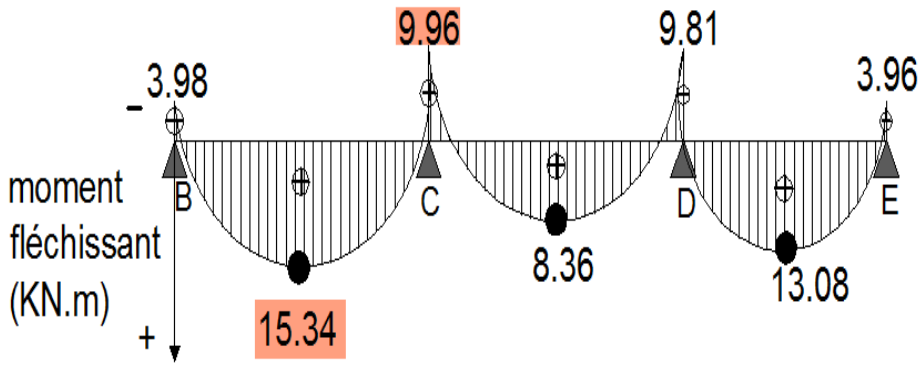


Fig. III.A.18: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

↳ **6eme cas 2 travées :**

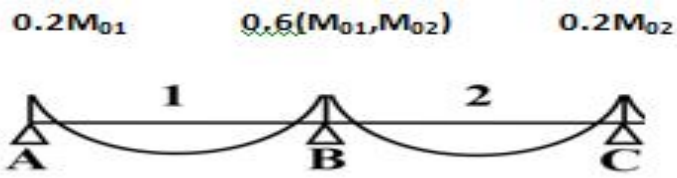


Figure III.A.19 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 3 appuis

Tableau III-A-6 les efforts internes à l'ELU

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$M_t(x)$ (KN.m)	V_i (KN)
G-H	4.05	8.046	16.5	-3.3	-9.9	11.88	14.66
							-17.92
H-I	3.45	8.046	11.97	-9.9	-2.4	7.9	17.92
							-16.05

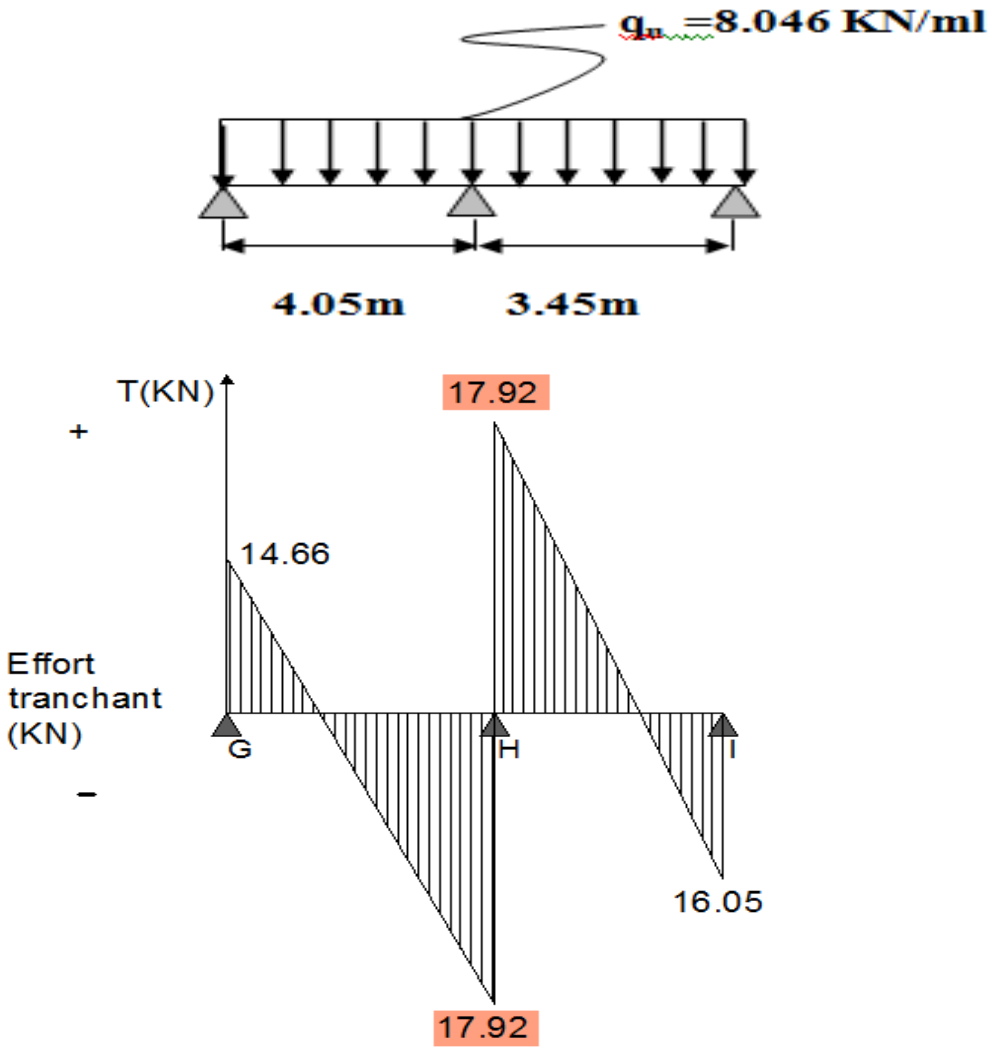


Fig. III.A.20 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

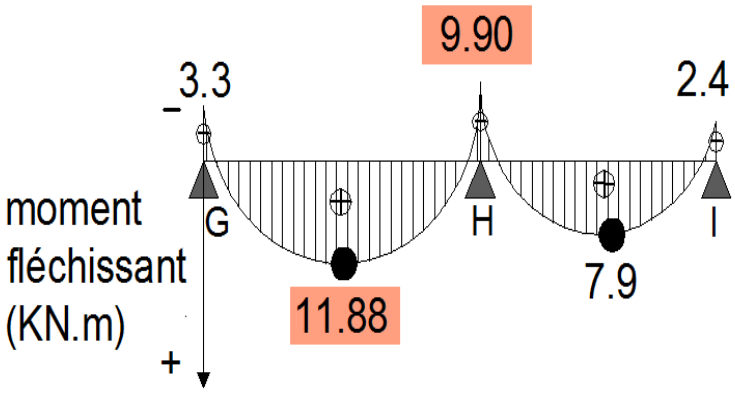


Fig. III.A.21: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Conclusion :

Après avoir calculé les 6 cas de poutrelles , on conclut que le 1er cas c'est

le cas le plus défavorable. On adoptera le même ferraillage pour toutes les travées en utilisant ce cas.

2) Ferraillage des poutrelles à l'ELU :

NB :

On adoptera le même ferraillage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond a la plus grande travée

Les moments max aux appuis et en travées sont :

- $M^{t}_{max} = 15.36$ KN.m
- $M^{a}_{max} = 9.96$ KN.m

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques

- b = 65cm (largeur de la table de compression)
- h = 20cm (hauteur totale de plancher)
- b_0 = 12cm (largeur de la nervure)
- h_0 = 4cm (épaisseur de la table de compression)
- c = 2cm (enrobage des armatures inférieures)
- d = 18cm (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

h=20cm

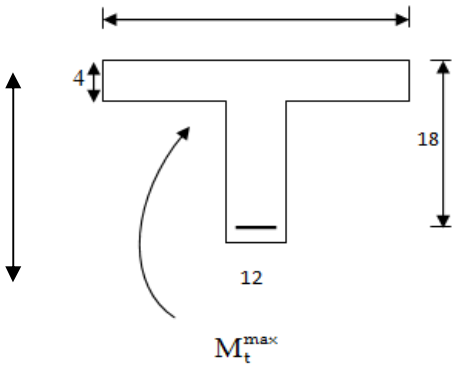


Figure. III.A.22 section en Té

- **Caractéristiques des matériaux :**

$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1.15}$ =348 MPa

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

- Le moment max en travée est : Mt_{max} =15.36KN. m
- Le moment max en appui est : Ma_{max} =9.96

Position de l'axe neutre :

Si :

$M_t^{max} > M_{tab} \Rightarrow$ l'A. N est dans la nervure.

Et Si :

$M_t^{max} < M_{tab} \Rightarrow$ l'A.N est dans la table de compression.

Mt : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \qquad Avec : f_{bu} = 14,2\,MPa$$

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

$$M_t = 59.072\,KN.M$$

M_t=59.072 KN. M

M_t = 59.07 >> M_t^{max} = 15.36 KN.m. Donc l'axe neutre de la section se situe dans la table de compression.

Conclusion :

La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de (65 x 20) cm .

A) Calcul des armatures longitudinales

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2.f_{bu}} = \frac{15.36.10^6}{650 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,051 < 0,392 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{\textit{SSA}} \rightarrow \quad (Asc = 0).$$

μ = 0,051 → β = 0,973

Les armatures nécessaires (traction)

$$Ast = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma st} = \frac{15.36\times10^2}{0{,}973\times18\times348\times10^{-1}} = 2.52\ cm^2$$

Soit : Ast = 3HA12 = 3.39 cm².

- **Aux appuis :**

M_a^{max}= 9.96 KN. m

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur b_0=12cm et de hauteur h =20cm

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{9.96\,x10^6}{120\times(180)^2\times14{,}2} = 0.180$$

μ = 0,180 < μ_l = 0,392 $\Rightarrow$ **S.S.A**

$$\mu = 0.180 \Rightarrow \beta = 0.9$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma s} = \frac{9.96\times10^5}{0.9\times18\times348\times10^2} = 1.767\ cm^2.$$

On adopte : 1HA12+1HA10 =1.91 cm²

A_a = 1.91 cm².

B) Calcul des armatures transversales :

- **Le diamètre minimal des armatures transversales**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par **(BAEL 99, Art A.7.2.2)** :

$$\varphi_t \le \min\left\{\left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b_0}{10}\right)\right\}$$

Avec :

- φ_t : Diamètre des armatures transversal.
- φ_l : Diamètre des armatures longitudinal.

$$\varphi_t \le \min\left\{\left(\frac{200}{35}, 10, \frac{120}{10}\right)\right\} \le \min\{(5.71; 10; 12)\} \Rightarrow \varphi_t = 5.71\ mm$$

On prend : φ = 6mm

On opte pour 1 étrier en φ **8** ; Donc : $\mathbf{A_t = 2HA8 = 1cm^2}$

- **Espacement entre les cadres :**

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

$S_t \leq \min(0.9x18\ ;\ 40cm) = \min(16.2\ ;\ 40cm) =$ **16.2 cm**

On prend: $S_t = \mathbf{15\ cm}$

Conclusion:

- En travée : 3HA 12 = 3.39cm^2
- Aux appuis : 1HA 12 +1HA 10= 1.91cm^2.
- Les armatures transversales : 2HA 8 = 1.00 cm^2

III.A.3) Vérification à l'ELU

a)Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL99*)*

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraine dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticités Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchit, de largeur « b » armée d'une section « As » cette condition s'exprime par :

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

- **En travée**

$$A_{min} = \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0{,}23x65x18x2{,}1}{400} = 1{,}41cm^2$$

A_{ad} = 3.39cm^2 > 1,41 cm^2 ..... ***Condition vérifiée***

- **Aux appuis**

$$A_{min} = \frac{0{,}23.b_0.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0{,}23x12x18\ x2{,}1}{400} = 0{,}26cm^2$$

A_{ad} = 2.26cm^2 > 0,26 cm^2 ..... ***Condition vérifiée***

La section d'armature choisie est supérieure à A_{min}, donc la condition est vérifiée.

***b)*Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL99)**

On doit vérifier que : $$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$$

- **Calcul de $\overline{\tau_u}$:**

Pour les fissurations non préjudiciables

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ (0{,}2 \frac{fc_{28}}{\gamma_B} ; 5MPa) \right\}$$; Donc : $\overline{\tau_u} =$ 3.33Mpa.

- **Calcul de τ_u :**

V_{max} = 19.25 KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d} = \frac{19.25 \times 10^3}{120 \times 180}$$; Donc : $\tau_u =$ 0.89Mpa.

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ …… ***Condition vérifiée***

c)Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres(BAEL 99 Art A.6.1)

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

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

Avec :

Ψ_s : coefficient de scellement

Ψ = 1,5 (pour les aciers de haute adhérence)

f_{t28} = 2.1MPA

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28} ;$$

Avec :

Ψ_s =1,5 (pour les aciers H.A).

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

- **Calcul de** τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

n : nombre des barres.

➢ **En travée :**

ΣUi = 3 × π × Ø = 3 × 3.14 × 12 = 113.04mm

$\tau_{se} = \frac{19.25 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04}$ = 1.26 MPa

τ_{se} = 1.26MPa < $\overline{\tau se}$ = 3.15MPa …… ***Condition vérifiée*.**

Pas de risque d'entrainement des barres.

➢ **Aux appuis :**

ΣUi = 2 × π × Ø = 2 × 3.14 × 12 = 75.36 mm

$\tau se = \frac{19.25 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36}$ = 1.58 MPa

τse = 1.58MPa < $\bar{\tau}$se= 3.15 MPa …… … … … … ***Condition vérifiée*.**

Pas de risque d'entrainements des barres

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ …… ***Condition vérifiée***

d)Longueur du scellement droit *(Art A.6.1, 22 / BAEL99)*

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.

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

- **Calcul de τ_{su} :**

$\tau_{su} = 0,6\ \psi^2\ f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$ Mpa.

$$L_s = \frac{1.2x400}{4x2,835} = 42.33cm;$$

On prend L_s =45 cm. Les règles de BAEL 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4. et pour les aciers H.A .

Donc : Ls = 45 cm

e) influence de l'effort tranchant sur les armatures :

✓ **Appuis de rive *: (Art 5.1.1,312 / BAEL99)***

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u.

$$A_{st\ min\ à\ ancrer} \geq \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{19.25.10^3}{400.100} = 0,481 cm^2; A_{st\ adopté} = 2,26 cm^2$$

$A_{st\ adopté} > A_{st\ min\ à\ ancrer}$ ⟶ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

✓ **Appuis intermédiaire: (Art A.5.1,321 / BAEL99)**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l´état ultime Mu est inférieure à $0,9V_u$.d, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d´armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0,9d}$$

M_{max} =9.96 KN.m

$0,9d.V_u^{max}$ = 0,9x180x19.25= 3.12KN.m $M_{max} > 0,9d.V_u^{max}$

Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.



f) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 /BAEL99)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0{,}9d} \leq \frac{0{,}8fc_{28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0{,}9.d} = \frac{2\times 19.25\times 10^3}{120\times 0{,}9\times 180} = 1.98 \text{ MPA}$$

$$\frac{0{,}8 fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}8x25}{1{,}5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0{,}9d} \leq \frac{0{,}8 fc_{28}}{\gamma_b}$$ ..... ***Condition vérifiée***

g) Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire (Art A.5.1, 322/ BAEL99)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{v_u}{b_0 \times 0.9d} \leq \frac{1.3fc_{28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u}{b_0.a} = \frac{19.25\ \ 10^3}{120.0.9.180} = 0.99Mpa.$$

$$\frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3x2.5}{1.5} = 21{,}67Mpa.$$

$\sigma_{bc} = \frac{V_u}{b_0.a} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$ ⇒ ***Condition vérifiée***

h) Calcul des armatures transversales

✓ **Diamètre des armatures transversales (A.7.2 / BAEL99)**

$$\varphi_t \leq \min\left\{\left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b_0}{10}\right)\right\}$$

Avec :

- φ_t : Diamètre des armatures transversal.
- φ_l : Diamètre des armatures longitudinal

$$\varphi_t \leq \min\left\{\left(\frac{200}{35}, 12, \frac{120}{10}\right)\right\} \Rightarrow \varphi_t = 5{,}71\,\text{mm}; \text{ soit : } \varphi_t = 6\ \text{mm}.$$

On opte pour 1 étrier en ϕ6 ; Donc : $A_t = 2\phi 6 = 0.56\ cm^2$

✓ **Espacement entre les cadres :**

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

$$S_t \leq \min(0.9\text{x}18\,; 40\text{cm}) = \min(16.2\,; 40\text{cm}) = \mathbf{16.2\ cm}$$

On prend: $S_t = \mathbf{15\ cm}$

Conclusion :

- **Nous adopterons 1 étrier en ϕ6 tous le 15 cm.**

III.A.4) Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de résistance de béton en compression.
- État limite de déformation

Schéma statique de calcul :

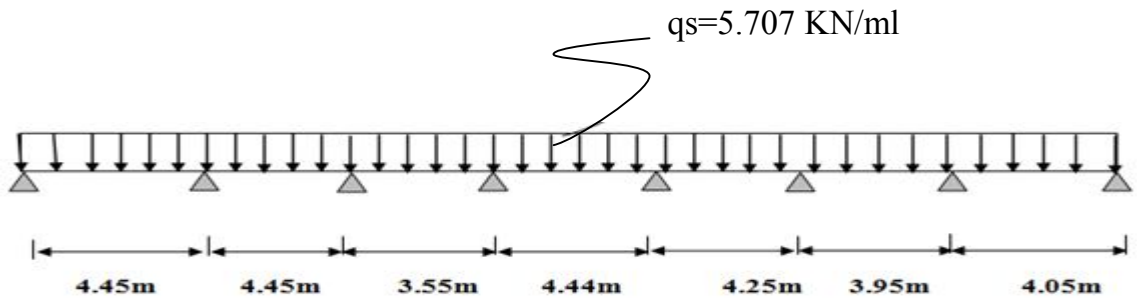


Figure III.A.23 Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis à l'ELS

III.1.8 Calcul à l'ELS :

A) Combinaison de charge à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/ q_u

$$\left.\begin{array}{l} qu = 1.35\,G + 1.5\,Q = 8.046\ N/ml \\ qs = G + Q = 5.707\ KN/ml \end{array}\right\} qs/qu = 0.709$$

B) Calcul des moments fléchissant

✓ ***En travée :***

$M_{0\,(ELS)} = M_{0\,(ELU)}$. qs/qu

Travée	A – B	B – C	C – D	D- E	E – F	F - G	G- H
$M_{0\,(ELU)}$	15.34	13.34	7.1	14.27	12.75	9.82	12.7
qs/qu	0.709	0.709	0.709	0.709	0.709	0.709	0.709
$M_{0\,(ELS)}$	10.88	9.46	5.034	10.12	9.04	6.96	9.004

✓ **En appuis :**

$$M_{appui} = \beta\, M_0^{max}$$

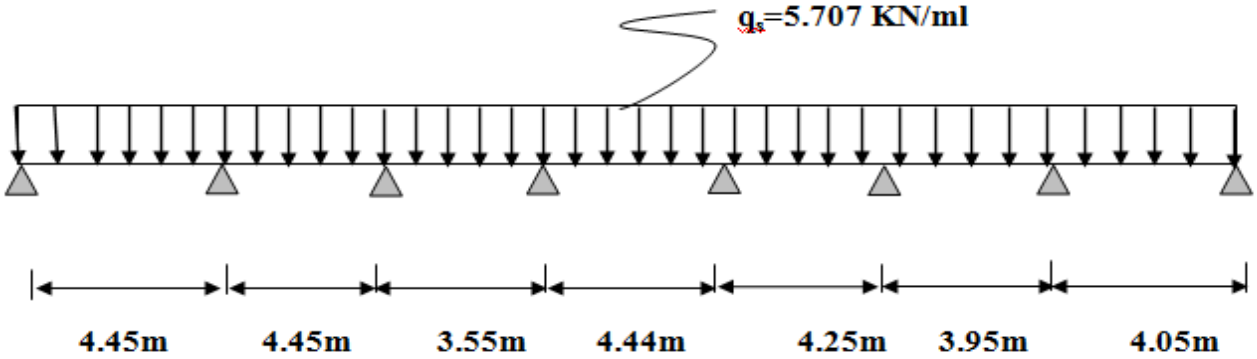
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
$M_{appui\ (ELU)}$	-3.98	-9.96	-7.97	-7.93	-7.93	-7.268	-8.25	-3.3
Coefficient (qs/qu)	0.709	0.709	0.709	0.709	0.709	0.709	0.709	0.709
$M_{appui\ (ELS)}$	-2.82	-7.06	-5.65	-5.62	-5.62	-4.98	-5.85	-2.34

C) Calcul des efforts tranchants

$V(x)_{ELS} = V(x)_{ELU} . \underline{(qs/qu)}$

Travées	Coefficient (qs/qu)	$V(x)$ (KN)	
		x = 0	*x = L*
A-B	0.709	11.74	-13.65
B-C	0.709	13.01	-12.37
C-D	0.709	10.14	-10.12
D-E	0.709	12.66	-12.66
E-F	0.709	12.23	-12.01
F-G	0.709	11.09	-11.44
G-H	0.709	12.41	-10.68

✓ **Diagramme des moments à l'ELS :**



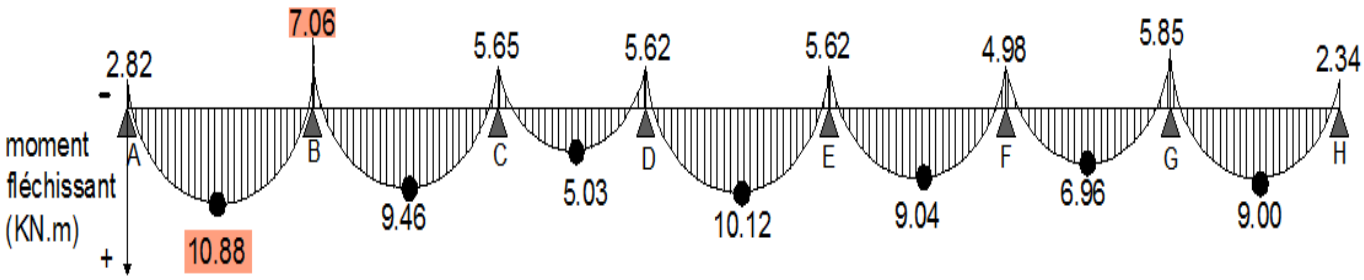


Figure III.A.24. *Diagramme des moments fléchissant a l'ELS*

D) Vérifications à L'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont exposées dans ce qui suit.

1) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. *A.5.3,2 /BAEL99)*

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

2) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL99)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

En travée

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{12 \times 18} \times 100 = 1.569$$

$$\rho_1 = 1.569 \Rightarrow k_1 = 15.67 \text{ et } \beta_1 = 0,837$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.88 \times 10^3}{0,837 \times 18 \times 3.39} \quad ; \qquad \text{Donc : } \sigma_{st} = \mathbf{213.03\ MPa}$$

$\sigma_s = 213.03 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ ..... ***Condition vérifiée***

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times fc_{28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; **Donc :** $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{213.03}{15.67}$ Donc ; $\sigma_{bc} = \mathbf{13.59\ MPa}$

$\sigma_{bc} = 13.59MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$ ..... ***Condition vérifiée***

Aux appuis

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.91}{12 \times 18} \times 100 = 0.883$$

$$\rho_1 = 0.883 \Rightarrow k_1 = 22.59 \text{ et } \beta_1 = 0,867$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7.06 \times 10^3}{0,867 \times 18 \times 1.91} \quad ; \qquad \text{Donc : } \sigma_{st} = \mathbf{207.6MPa}$$

$\sigma_s = 236.85MPa \leq \overline{\sigma}_s = 348MPa$ ..... ***Condition vérifiée***

- **Contrainte dans le béton :**

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{236.85}{22.59}$ Donc : σ_{bc} =10.48 MPa.

$\sigma_{bc} = 10.48MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$ ..... ***Condition vérifiée***

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3) État limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 99)

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.

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$ **h** : hauteur de la section est égale à 20 cm.
- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{Ms_t}{15\,M_0}$ **L :** portée libre est égale à 445 cm.
- ✓ $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ **A** : section des armatures tendues.

Ms_t : moment fléchissant max en travée.

$\frac{h}{L} = \frac{20}{445} = 0.045 \geq \frac{1}{22.5} = \frac{1}{22.5} = 0.044$ …… ***Condition 1 vérifiée***

$\frac{h}{L} = \frac{20}{445} = 0.045 \geq \frac{Ms_t}{15\,M_0} = \frac{10.88}{298.8} = 0.036$ …… ***Condition 2 vérifiée***

$\frac{Ast}{b0xd} = \frac{3.39}{12x18} = 0.016 \geq \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ …… ***Condition 3 vérifiée***

Conclusion :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche puisque les conditions sont vérifiées.

III .B) Calcul des escaliers

Définition :

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.

III.B.1) Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la Fig.

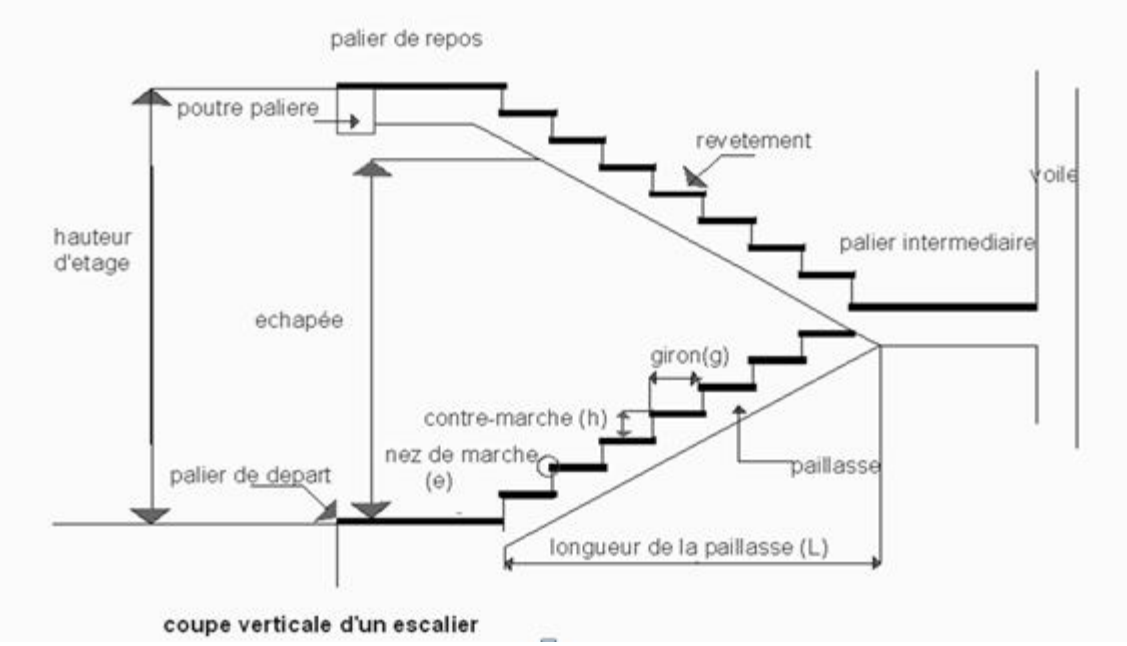


Fig.III.B.1 coupe schématique d'un escalier

- **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(g) :** 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'emmarchement(E)** : 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.B.2) Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. Dans notre cas on distingue deux types d'escalier .

Notre structure est dotée d'une seule cage d'escalier qui comporte :

- trois volées pour l'entre sol et le RDC
- deux volées pour l'étage courant.

a. Escalier type 1 : un escalier (ES)

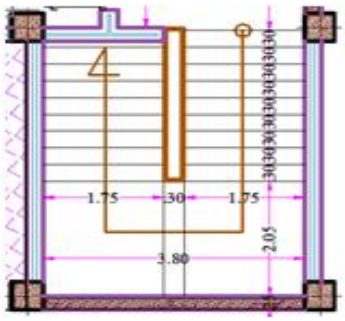


Fig III.B.2 : Vue en plan

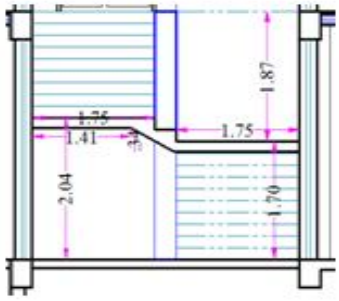


Fig III.B.3 : Coupe verticale A-A

b. Escalier type 2 : Les escaliers droits à deux volées avec un palier intermédiaire.

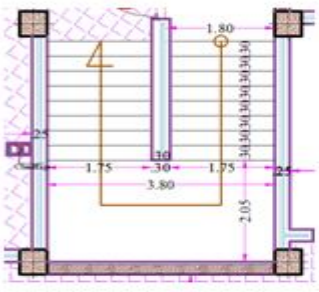


Fig III.B.4 : Vue en plan

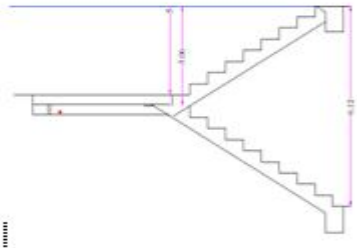


Fig III.B.5 : Coupe verticale A-A

III.B.3) Etude de la 1 ére et la 2 éme volée :

Pré-dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

1er type :

Pour le pré dimensionnement des marches et contre marches se fera généralement par la formule de « Blondel » qui est la suivante :

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

A) Hauteur des contre marches :

$$14\ cm \leq h \leq 18\ cm$$

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : h=17cm

B) Nombre des marches :

on a : H=34cm

Pour h = 17 cm

- On aura le nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{34}{17} =$ **2 contre marches**
- on aura le nombre de marches : m = n – 1 = 2 - 1 **= 1marches**

C) Le giron :

$$g = \frac{L}{n-1}$$

On opte pour un giron égale à **: g = 30 cm**

D) Vérification de la loi de BLONDEL :

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

Avec :

30 + 2 x 17 = 64 cm ⟶ 59 cm ≤ 64 cm ≤ 66 cm ⟶ ***Condition vérifiée***.

D'où:

- ✓ **g = 30 cm**
- ✓ **h = 17 cm**

E) Etude de la volée intermédiaire :

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

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

$$\frac{L0}{30} \leq e_p \leq \frac{L0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur totale (paillasse + palier) entre axe d'appuis.

a) Calcul de longueur de la paillasse (L_0)

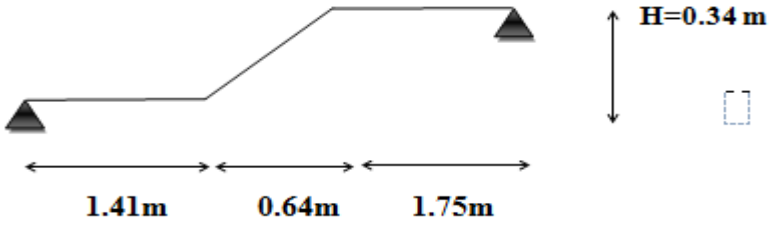


Figure III.B.6: Schéma du 1er type d'escalier

$L_0 = L' + L$ palier

L' : La portée de la paillasse

L_0 : longueur de la paillasse

- $tg\alpha = \frac{H}{L1}$ **avec :** **H :** représente la hauteur de la volée
- $tg\alpha = \frac{0.34}{0.64} = 0.547$ ⟹ $\alpha = 28.68°$.

- $\cos\alpha = \frac{L1}{L}$ ⟹ $L = \frac{L1}{cos\alpha} = \frac{0.64}{cos28.68} = 0.73$ m

Finalement :

$L_0 = L' + L$ palier

$L_0 = 0.73 + 1.41 + 1.75$

Donc :

$$\mathbf{L_0 = 3.89m}$$

B) L'épaisseur de volée :

$$\frac{389}{30} \leq e \leq \frac{389}{20} \Longrightarrow 12.97cm \leq e \leq 19.45cm$$

On prend : **e = 15 cm.**

III.B.4) Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanente

Tableau III.B.1 **:** Détermination du poids propre du volée.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m^2)	ρ (kN/m3)	G (kN/ml)
1. Poids propre de la paillasse	$\frac{1X0.15}{\cos 28.68} = 0.17$	25	4.25
2. Poids propre des marches	$\frac{1X0.15}{2} = 0.075$	25	1.875
3. Carrelage horizontal	0.01	20	0.20
4. Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
5. Carrelage vertical	0.01	20	0.20
6. Mortier de pose vertical	0.02	22	0.44
7. Lit de sable	0.02	18	0.36
8. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
9. Garde-corps	_	_	0.2
Σ Gi = G volée=			8.165

Tableau III.B.2 **:** Détermination du poids propre du palier.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m^2)	ρ (kN/m3)	G (kN/ml)
1. Poids propre du palier	0.20	25	5.00
2. Revêtement en carrelage	0.01	20	0.20
3. Mortier de pose	0.02	22	0.44
4. Lit de sable	0.02	18	0.36
5. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Σ Gi= G palier =			6.2

b) Charges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2[3] est de :

- **Palier** : Q_{pl} = 2.5KN/m^2
- **Volée** : Q_{vol} = 2.5KN/ m^2

III.B.5) Calcul des efforts internes :

a)Combinaisons de charges :

↳ **À l'ELU :**

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

- **Volée :** q_1 = 1.35 (8.165) + 1.5 (2.5) = 14.77KN/ml
- **Palier** : q_2 = 1.35 (6.2) + 1.5 (2.5) = 12.12KN/ml

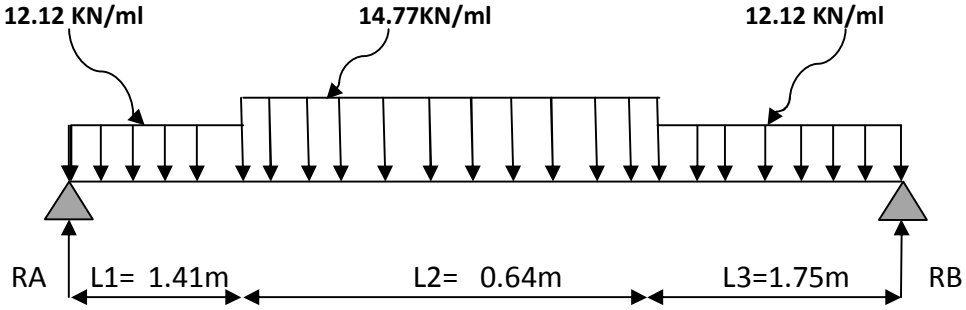
↳ **À l'ELS :**

$$q = G + Q$$

- **Volée** : q1 =8.165+ 2.5 = 10.665 KN/ml
- **Palier** : q2 = 6.2 + 2.5 = 8.7KN/ml

III.B.6) Calcul à l'ELU :

a)Détermination des réactions d'appui :



$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow RA + RB - q_2.l_1 - q_1 l_2 - q_2.l_3 = 0 \Rightarrow RA + RB = q_1.l_2 + q_2(l_1+l_3)$.

$RA + RB = 47.752$ KN.

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow q_2 .\frac{l1^2}{2} + q_1 l_2 \left(\frac{l2}{2} + l_1\right) + q_2 l_3 \left(\frac{l3}{2} + l_1 + l_2\right) - R_B \left(l_1+l_2+l_3\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \left[q_2 .\frac{l1^2}{2} + q_1 l_2\left(\frac{l2}{2} + l_1\right) + q_3 l_3\left(\frac{l3}{2} + l_2+l_1\right)\right].\frac{1}{L1+L2+L3}$$

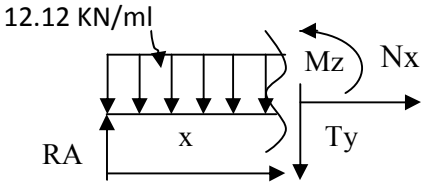
$$\Rightarrow \mathbf{R_B = 23.8\ KN}.$$

D'où : $RA = 49.416 - RB = 47.75 - 23.8 = 23.95$ KN.

$$\mathbf{R_A = 23.95KN}$$

b) Calcul des efforts internes, moments fléchissant

- **<u>1er tronçon : $0 \leq x \leq 1.41$m</u>**



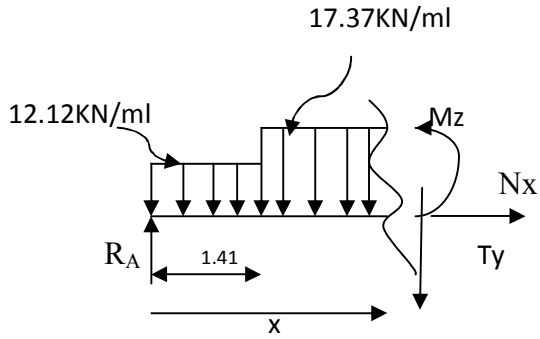
$T_y = R_A - q_2.x$ $\quad \begin{cases} T_y = 23.95KN & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 6.86KN & \text{pour } x = 1.41m \end{cases}$

$\Rightarrow T_y = 23.952 - 12.12.x$

$$M_z = -q_2\frac{x^2}{2} + R_{A.x} \Rightarrow \quad \begin{cases} 0 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 0 \\ = 21.72 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.41m \end{cases}$$

$$M_z = -12.12\frac{x^2}{2} + 23.95x$$

- **2ème tronçon : 1.41m ≤ *x* ≤ 2.05m :**



$T_y = RA - q_1.l_1 - q_2.(x-1.41)$

$T_y = 27.69 - 14.77x$

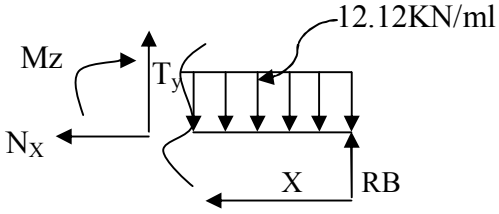
$\Rightarrow$ $\begin{cases} T_y = 6.86KN & \text{pour } x = 1.41m \\ T_y = -2.59KN & \text{pour } x = 2.05m \end{cases}$

$M_z = RA.x - q_1.l_1(x-\frac{l1}{2}) - q_2\,(x-\frac{l1}{2})^2$

$M_z = -7.385.x^2 + 27.689.x - 2.633$

$\begin{cases} Mz = 21.72\ KN.m & \text{pour } x = 1.41m. \\ M_z = 23.09KNm & \text{pour } x = 2.05m. \end{cases}$

- **3eme tronçon : 0m ≤ *x* ≤ 1.75m**



$Ty = -RB + q_2 l_3 \Rightarrow$

$Ty = -23.8 + 12.12.x \Rightarrow$

$\begin{cases} Ty = -23.8KN & \text{pour } x = 0 \\ Ty = -2.59KN & \text{pour } x = 1.75m \end{cases}$

$M_z = -q_1\frac{x^2}{2} + RBx \Rightarrow$

$M_z = -12.12\frac{x^2}{2} + 23.8x$

$\begin{cases} M_z = 0\ KN.m & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 23.09\ KN.m & \text{pour } x = 2.05m \end{cases}$

b) Calcul du moment maximal M_z^{max} :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule
D'où :

- $Ty = 27.69 - 14.77x = 0 \Rightarrow x = \frac{27.69}{14.77} = 1.87\,m$
-

- En remplaçant la valeur de x dans l'équation Mz :

$$M_z = -7.385.x^2 + 27.689.x - 2.633$$

Donc : $M_z^{max} = 23.32KN.m$

❖ ***Remarque :***

Pour tenir compte des encastrements partiels aux extrimités, nous portons une correction à l'aide des cofficients réducteurs pour les moments maxim aux appuis et en travées.

- **En travée :** $Mt = 0,85M_z^{max} = 0.85x\ 23.32 = 19.822kN.m.$
- **Aux appuis :** $Ma = -0,3M_z^{max} = -0.3x23.32 = -6.996kN.m.$

c) Diagramme des efforts internes à l'ELU :

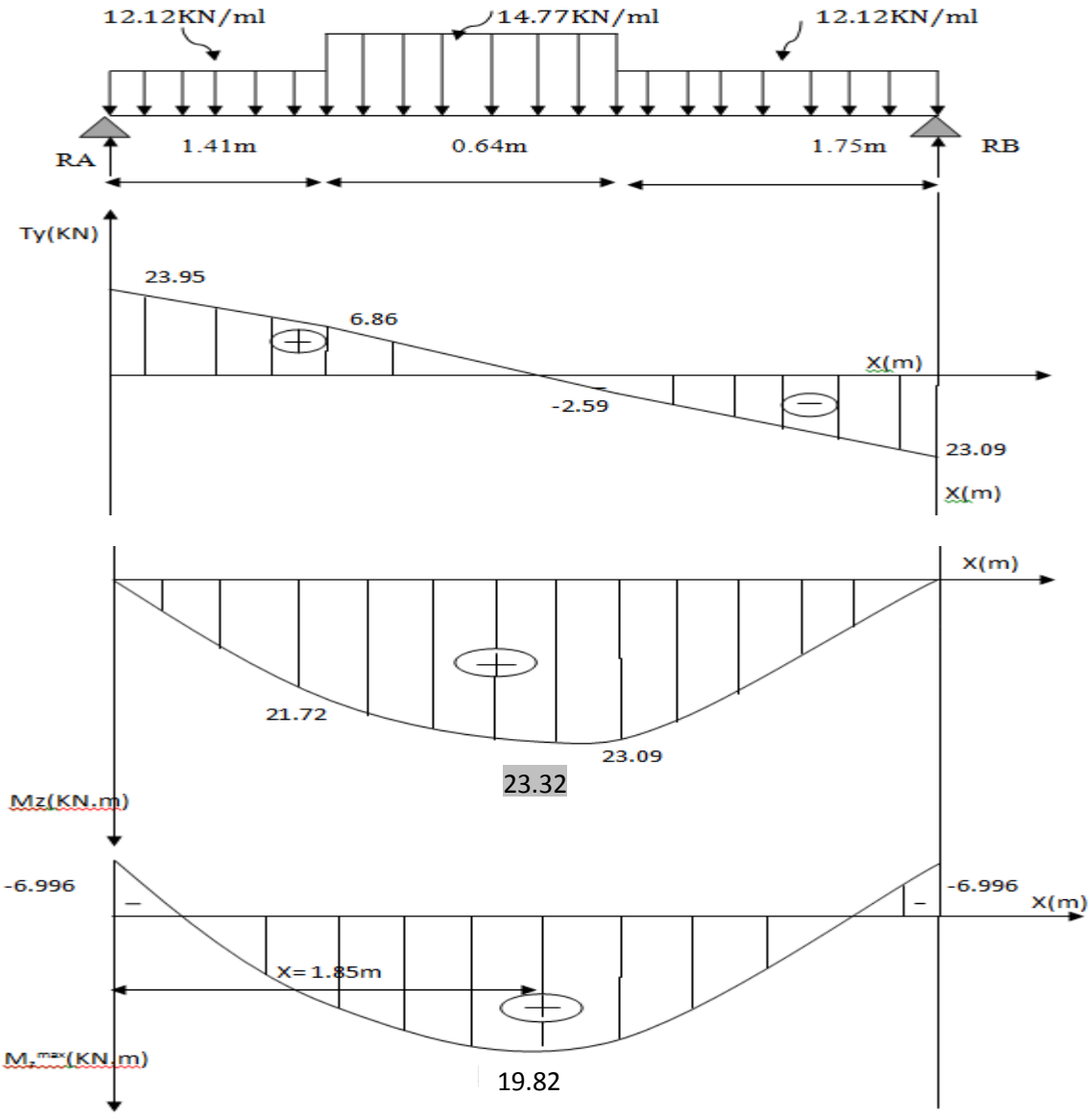


Fig. III. B.7: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

III.B.7) calcule des armateurs :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m).

a)En travée :

M_t^u = 19.822KN.m

- **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{19.822X10\text{^}6}{1000\times125^2\times14,2} = 0,09 < \mu_l = 0,937 \quad \Longrightarrow \quad \textbf{S.S.A.}$$

$$\mu_t = 0,09 \longrightarrow \beta_t = 0.953$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_t.d.\sigma_{st}} = \frac{19.822X10\text{^}6}{0,975\times125\times348} = 478.15mm^2 = 4.78cm^2$$

$$A_t = 4.78cm^2$$

On opte pour : 5HA12 (A_a = 5.65cm²) avec un espacement de S_t =20cm.

b) Aux appuis : M_{ua}= -6.996KN.m

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{6.996X10\text{^}6}{1000\times125^2\times14,2} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \textbf{S.S.A.}$$

$$\mu_a = 0,032 \longrightarrow \beta_a = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_a.d.\sigma_{st}} = \frac{6.996X10\text{^}6}{0,984\times125\times348} = 163.44mm^2 = 1.63cm^2$$

$$A_a = 1.63cm^2$$

On opte pour : **5HA10 (A_a = 3.92cm²)** avec un espacement de : **S_t =20cm.**

- **Armatures de répartition**

a)Aux travées :

Selon l'article **A.8.2, 41 du BAEL 91/modifiée99[2],** Si les charges appliquées Comprennent des efforts concentrés les armatures de répartition sont au moins égales à 1/3 Adoptée, dans le cas contraire (Cas de l'escalier) :

Ar= 1/4 A adoptée = 1.41 cm².

Soit : **4HA 10= 3.14 cm².** Avec un espacement : **St= 25 cm**.

b) Aux appuis :

Ar= 1/4 A adoptée = 0.98 cm².

Soit : **4HA 10= 3.14 cm².** Avec un espacement : **St= 25 cm.**

III.B.8) Vérifications à l'ELU :

a)Condition de non fragilité (BAEL 91, Art. A.4.2.1)[2]:

$$A_{min} = 0{,}23\ b.d\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2{,}1}{400} = 1.51 cm^2$$

- **Aux appuis** : A_a = 3.92cm² > Amin = 1.51cm² .....***Condition vérifiée.***
- **En travées** : A_t = 5.65cm² > Amin = 1.51cm²..... ***Condition vérifiée.***

b) Espacement des barres :

↳ **Armatures principales :**

- **Aux appuis :** e = 20cm
- **En travées :** e = 20cm

} < min {3h, 33cm} = 33cm..... .***Condition vérifiée.***

↳ **Armatures de répartition**

- **Aux appuis** : e = 25cm
- **En travées :** e = 25cm

} < Min {4h, 45cm} = 45cm.....***Condition vérifiée.***

c)Vérification au cisaillement (BAEL91/ article 5.1.2.1)[2] :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} < \bar{\tau}_u$$

$T_{u\,max}$ = 23.952KN

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{23952}{1000 \times 125} = 0{,}191 MPa$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

τ_u = 0,191MPa < $\bar{\tau}_u$ =3,33MPa ……***condition vérifiée.***

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/modifiée 99 Art A.6.1 ,3) [2] :**

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}}$

$$\tau_{se} = \frac{Tu}{0{,}9.d.\sum ui} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28}$$

Avec :

- Ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :
  1,5 : Pour les barres à haute adhérence (HA) .
  1,0 : pour les barres rondes lisse (R.L).
- τ_{se} : Contrainte d'adhérence
- Ui : Périmètre utile de barre.
  $\sum Ui$ = n.$\emptyset$.π ou (n) le nombre de barre
  $\sum Ui$ = 5 × 3,14 × 12= 188.4mm

$\bar{\tau}_{se}$= Ψ. ft28 = 1,5 x 2,1 = 3,15MPa. Ψ =1.5

$$\tau_{se} = \frac{23952}{0{,}9\times125\times188.4} = 1.13\text{MPa}$$

D'où :

τ_{se}= 1.13 MPa < $\bar{\tau}_{se}$= 3.15 MPa.

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres .

d) Influence de l'effort tranchant :

Au niveau des appuis (BAEL 91 / modifiée99Art. 5.1, 312)[2] :

$$A_{st\ adopté} > A_{st\ ancrer} = \frac{ys \quad Tu.max}{fe} = \frac{1.15x23952}{400X100} = 0.688cm^2$$

$A_{st\ adopté}$ = 3.14cm² > 0.688 cm².

La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

e) Ancrage des barres (BAEL91/ article 6.1.2.2)[2] :

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

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour f_{c28} = 25 MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$\mathbf{l_s = 35^{\Phi}}$$

On prend :

- Pour les HA 10 : l_s= 35x1.0= 35 cm.
- Pour les HA 12 : l_s= 35x1.2= 42 cm.
-

III.B.8) Etat limite de service (ELS) :

a)Calcul des réactions d'appuis :

- **Palier :** q_{sp} =8.7 KN/ml
- **Volée :** q_{sv} = 10.665KN/ml

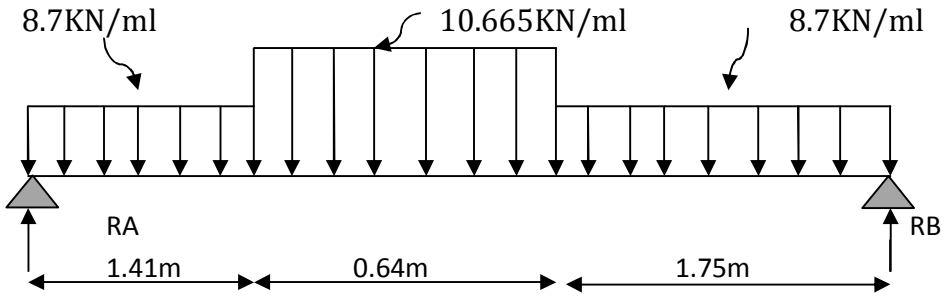


Figure III.B.8. : *Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS.*

b) Détermination des réactions d'appui :

$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - q_2.l_1 - q_1l_2 - q_2.l_3 = 0 \quad \Rightarrow R_A + R_B = q_1.l_2 + q_2(l_1+l_3)$.

$R_A + R_B = 34.32$ KN.

$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow q_2 . \frac{l1^2}{2} + q_1 l_2 (\frac{l2}{2} + l_1) + q_2 l_3 (\frac{l3}{2} + l_1 + l_2) - R_B (l_1 + l_2 + l_3) = 0$

$\Rightarrow R_B = [q_2 . \frac{l1^2}{2} + q_1 l_2 (\frac{l2}{2} + l_1) + q_3 l_3 (\frac{l3}{2} + l_2 + l_1)] . \frac{1}{L1+L2+L3}$

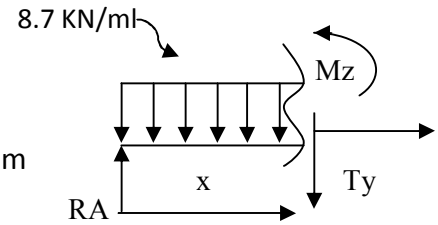
$\Rightarrow$ **R_B = 17.10KN**.

D'où : R_A = 32.592 - RB = 32.592-17.66 =14.93 KN.

R_A = 17.22 KN

c)Calcul des efforts internes, moments fléchissant :

- **1er tronçon : $0 \leq x \leq 1.41$m**



$T_y = R_A - q_2 . x$

$\Rightarrow T_y = 17.22 - 8.7 . x$

$T_y = 17.22$KN pour $x = 0$

$T_y = 4.95$KN pour $x = 1.41$m

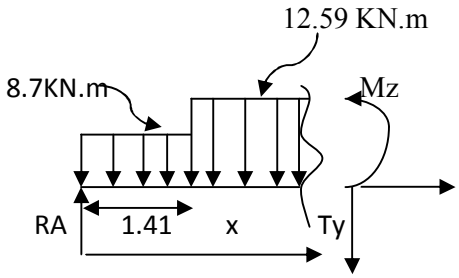
$M_z = -q_2 \frac{x^2}{2} + R_{A.x} \Rightarrow$

$M_z = -8.7 \frac{x^2}{2} + 17.22x$

$M_z = 0$ KN.m pour $x = 0$

$M_z = 15.63$KN.m pour $x = 1.41$m

- **2ème tronçon : 1.41m $\leq x \leq 2.05$m :**



$T_y = R_A - q_1 . l_1 - q_2 . (x - 1.41)$

$T_y = 19.99 - 10.665x \Rightarrow$

$T_y = 4.95$ KN pour $x = 1.41$m

$T_y = -1.87$KN pour $x = 2.05$m

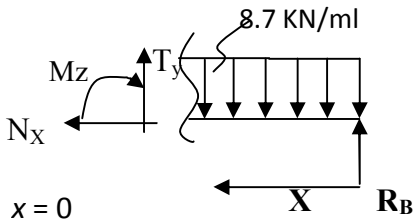
$M_z = R_A . x - q_1 . l_1 (x - 1.41 + \frac{l1}{2}) - q_2 . \frac{(x-1.41)^2}{2}$

$M_z = -5.33 . x^2 + 19.98 . x - 1.946$

$M_z = 15.63$KN.m pour $x = 1.41$m.

$M_z = 16.61$KNm pour $x = 2.05$m.

- **3eme tronçon : 0m ≤ *x* ≤ 1.75m :**



$Ty = -R_{yB} + q_1.x$

$Ty = -17.10 + 8.7.x \Rightarrow$ $\begin{cases} Ty = -17.10KN & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -1.87KN & \text{pour } x = 1.75m \end{cases}$

$M_z = -q_1 \frac{x^2}{2} + R_{Bx} \Rightarrow$ $\begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 16.61 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.75m \end{cases}$

$M_z = -8.7 \frac{x^2}{2} + 17.10x$

d) Calcul du moment maximal M_z^{max} :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule
D'où :

$$Ty = 19.99 - 10.665\,x = 0 \Rightarrow X = \frac{19.99}{10.665} = 1.87\,m$$

Donc : $M_z^{max} = -5.33.x^2 + 19.98.x - 1.946 = 16.78$ KN.m

$M_z^{max} = 16.78$ KN. m .

Pour tenir compte des encastrements partiels aux extrimités, nous portons une correction à l'aide des cofficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées.

- **Aux appuis :**

$M_s^a = -0,3.M_z^{max} = -0,3 \times 16.78 = -5.034$KN.m

- **En travées :**

$M_s^t = 0,85.M_z^{max} = 0,85 \times 16.78 = 14.26$KN.m

e)Diagramme des efforts internes à l'ELS :

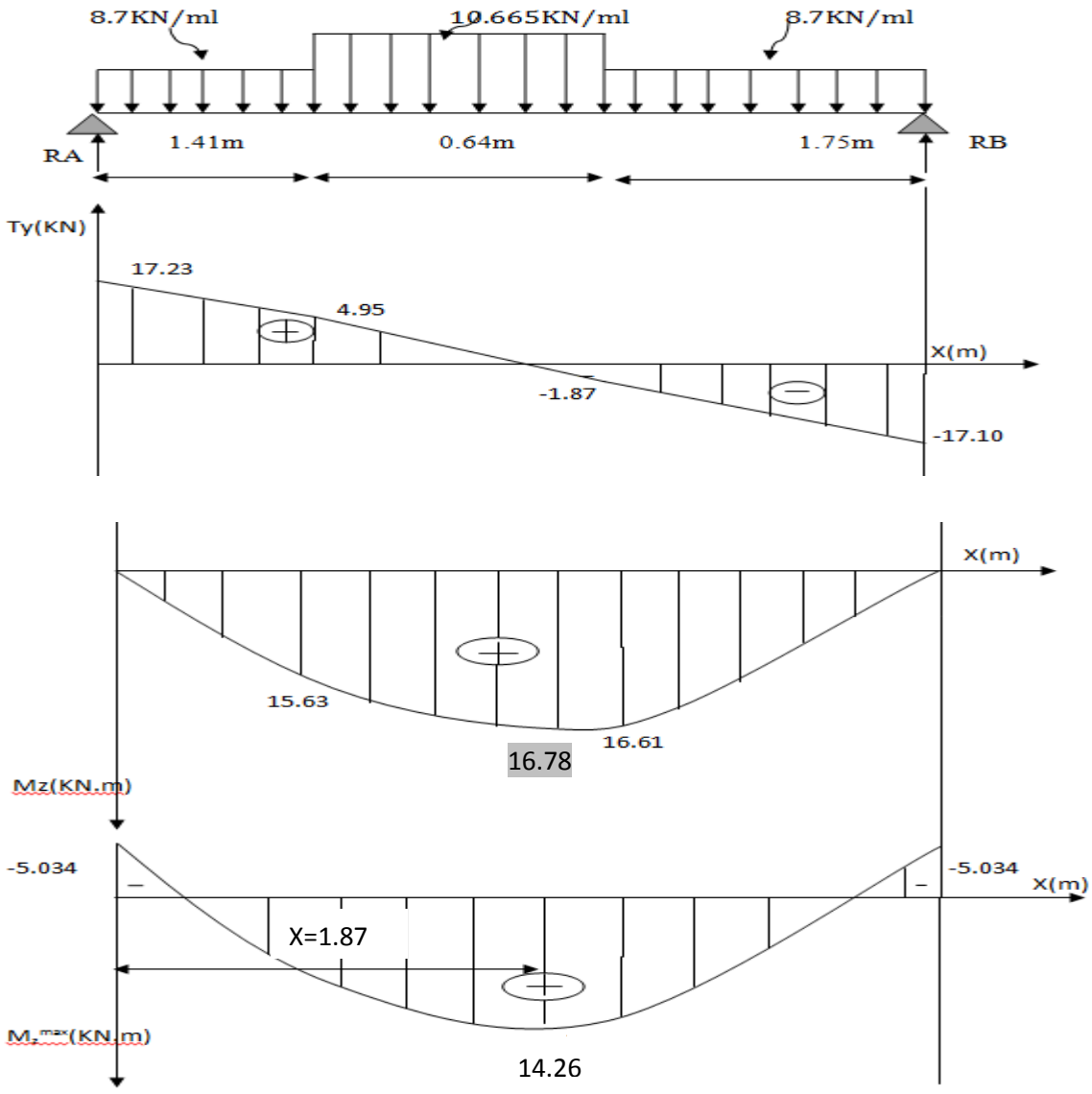


Fig.III.B.9 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

e) Vérification des contraintes à l'ELS :

1. Etat limite de compression du béton :

- **En travées :**

M_s^t = 14.26KN.m

A_t = 5.65cm^2

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}bc$= 0.6fc28= 0.6 x 25= 15 MPa.

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12.5} = 0{,}45$$

Des abaques et pour une valeur de ρ = 0.45: **β**1= 0.898 ; K1= 34.02

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{s.}\beta.d} = \frac{14.26 \times 10^6}{565 \times 0{,}898 \times 125} = 224.845\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{224.845}{34.02} = 4.083MPa$$

$\sigma_{bc} = 6.61MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ ..... ***condition vérifiée***

- **aux appuis :**

M_a = -5.034KN.m

A_a = 3.92cm²

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3{,}92}{100 \times 12.5} = 0{,}316$$

$\rho_1 = 0{,}231 \longrightarrow \beta_1 = 0{,}912\ ;\ K_1 = 41.82$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{s.}\beta.d} = \frac{5.034 \times 10^6}{392 \times 0{,}912 \times 125} = 112.65\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{112.65}{41.82} = 2.69MPa$$

$\sigma_{bc} = 2.69\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ .....***condition vérifiée.***

2) Etat limite d'ouverture des fissures

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc d'après le **(BAEL 91/ articleA.4.5.3)[2]** aucune vérification n'est nécessaire.

3) Vérification de la flèche

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)[2], précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : la hauteur de la poutre
  L : longueur max entre nus d'appuis.
- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}.\frac{M_t}{M_0}$ M_t : moment max en travée.
  M_0 : valeur maximum de moment en travée
- ✓ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe}$ A : section des armatures
  b : longueur de la section
  d :hauteur utile de la section droite

$\frac{h}{L} = \frac{0,2}{3.55} = 0,056 < \frac{1}{16} = 0,0625$……***Condition non vérifiée***

$\frac{h}{L} = 0,056 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14.26}{10\times16.78} = 0,085$ ……***Condition non vérifiée***

$\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{5.65}{100\times12.5} = 0,0045 < \frac{4.2}{400} = 0,0105$…… ***Condition vérifiée***

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

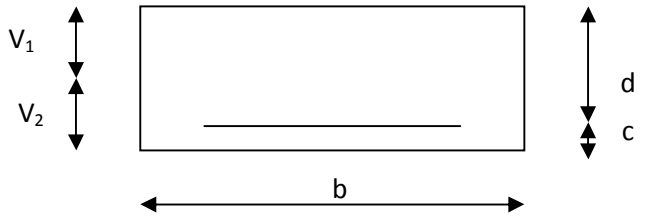


Fig.III.B.10 section droite des escaliers

Calcul de la flèche (BAEL 91/modifiée 99 Art B.6.5,2)[2] :

$$f = \frac{M_s \times l^2}{10.E_v.I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$f_v = \frac{M_s \times l^2}{10.E_v.I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6\text{mm}$

$f_i = \frac{M_s \times l^2}{10.E_i.I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6\text{mm}$

Avec :

Ms : Moment fléchissant maximal à l'ELS

Ev : Module de déformation différé. ($Ev=3700\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 10818,86 MPa).

Ei : Module de déformation instantanée ($Ei= 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 32164.2 MPa).

Ifv, Ifi : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée tel que :

$I_{fv} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda v\mu}$ et $I_{fi} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda i\mu}$

- ✓ **La surface de la section homogénéisée :**

$B_0 = b \times h + 15\ A_t$

$B_0 = B + (n.A) = b.h+(n.A) = 100 \times 15+15x5.65 = 1584.75cm^2$

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

$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t.d$

$S_{ix'x} = \frac{100\times15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 12.5$

$S_{ix'x} = 12309.375\text{cm}^3$

- ✓ **Position du centre de gravité :**

$V_1 = \frac{Six'x}{B0} = \frac{12390.375}{1584.75} = 7.77\text{cm}$

$V_2 = h-V_1 = 15-7.77 = 7.45\text{cm}$

- ✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 = \frac{100}{3}(7.77^3 + 7.45^3) + 15 \times 5.65(7.45 - 2.5)^2$$

$$I_0 = 31496.288\ cm^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

- $\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{5.65}{100X12.5} = 0.0045$
- $\lambda i = \frac{0.05X2.1}{0.0045X(2+\frac{3X100}{100})} = 4.67$
- $\lambda v = \frac{2}{5}\lambda i = \frac{2}{5}x\ 4.67 = 1.868$
- $\mu = 1 - \frac{1.75ft28}{4\ \rho\sigma s + ft28} = 1 - \frac{1.75X2.1}{4x0.0045x134.34+2.1} = 0.18$

✓ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_{fv} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda v\ \mu} = 1.1x\ \frac{31496.288}{1+1.868x0.18} = 25927.91cm4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda i\ \ \mu} = 1.1x\ \frac{31496.288}{1+4.67x0.18} = 18823.16cm^4$$

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_s \times l^2}{10.E.I_f}$$

$$f_v = \frac{14.26X\ 10^3 \times 380^2}{10X.10818{,}86X25927.91} = 0.734cm = 7.37mm < \bar{f} = 7.6\text{mm} \ldots\ldots \textbf{\textit{La flèche est vérifiée}}$$

$$f_i = \frac{14.26X10^3X380^2}{10X32164.2X18823.16} = 0.340cm = 3.4mm < \bar{f} = 7.6\text{mm}\ldots\ldots \textbf{\textit{La flèche est vérifiée}}$$

- **2éme type :**

1) Pré dimensionnement :

h = 17 cm, g = 30 cm,
H : la hauteur de la volée : H = 1.53 m.
l : longueur de la paillasse projetée : l =2.4m

$$H = \frac{he}{2} = \frac{306}{2} = 153\text{cm}$$

- On aura le nombre de contre marches : **n** = $\frac{H}{h} = \frac{153}{17}$ = **9contre marches**
- on aura le nombre de marches **: m**= n-1= 9-1 **= 8 marches**

2) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ses deux appuis

et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L0}{30} \leq e_p \leq \frac{L0}{20}$$

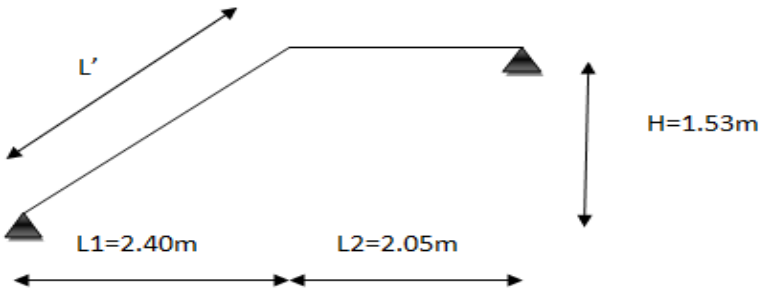


Figure III.B.11: Schéma du 2 éme type d'escalier

b) Calcul de longueur de la paillasse (L_0)

$L_0 = L' + L$ palier

L' : La portée de la paillasse

L_0 : longueur de la paillasse

L: longueur réelle de la paillasse et du palier.

$$L = L'+L1$$

- **Calcul de L' :**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.40} = 0.637 \longrightarrow \alpha = 32.52°.$$

$$\cos \alpha = 0{,}843$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.52} = 2.85 \text{ m}$$

- **Longueur réelle de la paillasse:** $L_0 = L' + L1 = 2.85+2.4 = 5.25$m.

Donc :

$$\frac{525}{30} \leq e_p \leq \frac{525}{20} \qquad 17.5\text{cm} \leq e_p \leq 26.25\text{cm}$$

On optera pour une paillasse d'épaisseur: **ep = 20 [cm].**

3) Détermination des charges et surcharges :

a)Charges permanente :

Tableau III.B.3 **:** Détermination du poids propre du volée.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m^2)	ρ (kN/m3)	G (kN/ml)
1. Poids propre de la paillasse	$\frac{1X0.2}{\cos 32.52}$ = 0.24	25	5.93
2. Poids propre des marches	$\frac{1X0.2}{2}$ = 0.1	25	2.125
3. Carrelage horizontal	0.01	20	0.20
4. Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
5. Carrelage vertical	0.01	20	0.20
6. Mortier de pose vertical	0.02	22	0.44
7. Lit de sable	0.02	18	0.36
8. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
9. Garde-corps	–	–	0.2
Σ Gi = G volée=			10.09

- **Le palier** :G = 6.2 KN/ml.

b) Charges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2[3] est de :

- **Palier** : Q_{pl} = 2.5KN/m^2
- **volée** : Q_{vol} = 2.5KN/ m^2

4) Calcul des efforts internes :

- **Combinaisons de charges :**
  - **À l'ELU**

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

- **Volée :** $q_1 = 1.35\ (10.09) + 1.5\ (2.5) = 17.37KN/ml$
- **Palier** : $q_2 = 1.35\ (6.2) + 1.5\ (2.5) = 12.12KN/ml$

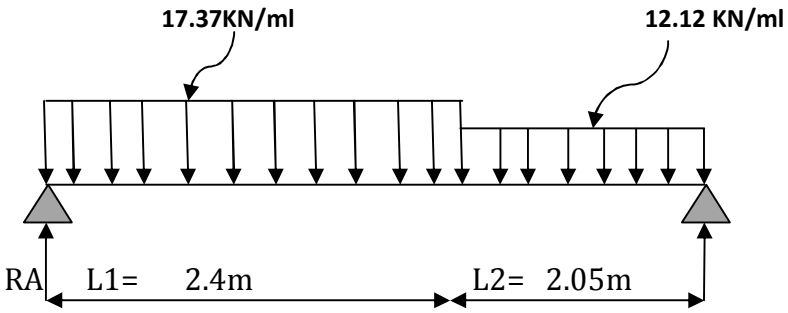
  - **À l'ELS**

$$q = G + Q$$

- **Volée** : q1 =8.165 + 2.5 = 12.59 KN/ml
- **Palier :** q2 = 6.2 + 2.5 = 8.7KN/ml

d) Calcul à l'ELU :

1) Détermination des réactions d'appui :



$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow RA + RB - q_1.l_1 - q_2 l_2 - = 0 \Rightarrow RA + RB = q_1.l_1 + q_2.l_2.$

$RA + RB = 66.534\ KN.$

$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow q_1 .\frac{l1^2}{2} + q_2.l_2\ (\frac{l2}{2} + l_1) - RB\ (l_1 + l_2) = 0$

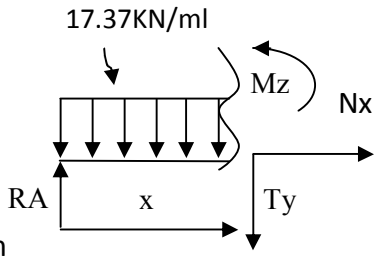
$\Rightarrow \quad RB = [\ q_1 .\frac{l1^2}{2} + q_2 .l_2(\frac{l2^2}{2} + l_1)]\frac{1}{L1+L2}$

$\Rightarrow \quad RB = 30.364\ KN.$

D'où : $RA = 36.17\ KN.$

2) Calcul des efforts internes, moments fléchissant :

- **1er tronçon : $0 \leq x \leq 2.4m$**



$T_y = RA - q_1.x$

$\Rightarrow T_y = 36.17 - 17.77x$

$T_y = 36.17KN$ pour $x = 0$

$T_y = -5.518KN$ pour $x = 2.4m$

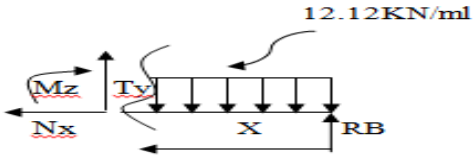
$$M_z = -q_1 \frac{x^2}{2} + RA.x \Rightarrow$$

$$M_z = -17.37 \frac{x^2}{2} + 36.17x$$

$M_z = 0$ KN.m pour $x = 0$

$M_z = 36.78$ KN.m pour $x = 2.4m$

- **2ème tronçon : $0 \leq x \leq 2.05m$:**



$T_y = -RB + q_2.l_2$

$T_y = -30.364 + 12.12x \Rightarrow$

$T_y = -30.364KN$ pour $x = 0m$

$T_y = -5.518KN$ pour $x = 2.05m$

$$M_z = RB.x - q_2 x \frac{x}{2}$$

$$M_z = 30.364x - 12.12 \frac{x}{2} x$$

$Mz = 0KN.m$ pour $x = 0m$.

$M_z = 36.78KNm$ pour $x = 2.05m$.

3) Calcul du moment maximal M_z^{max} :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule

D'où :

- $Ty = -17.37x + 36.17 = 0 \Rightarrow x = \frac{36.17}{17.37} = 2.08\,m$

- En remplaçant la valeur de x dans l'équation : Mz= 17.37X $\frac{x^2}{2}$ - 36.17*x*

Donc : $M_z^{max} = -17.37x\frac{(2.08)^2}{2} + 36.17X2.08 = 37.82KN.m$

❖ **Remarque :**

Pour tenir compte des encastrements partiels aux extrimités, nous portons une correction à l'aide des cofficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées

- **En travée :** Mt= 0,85M_z^{max} = 32.01kN.m.
- **Aux appuis :** Ma= -0,3M_z^{max} =-11.3kN.m.

4) Diagramme des efforts internes à l'ELU :

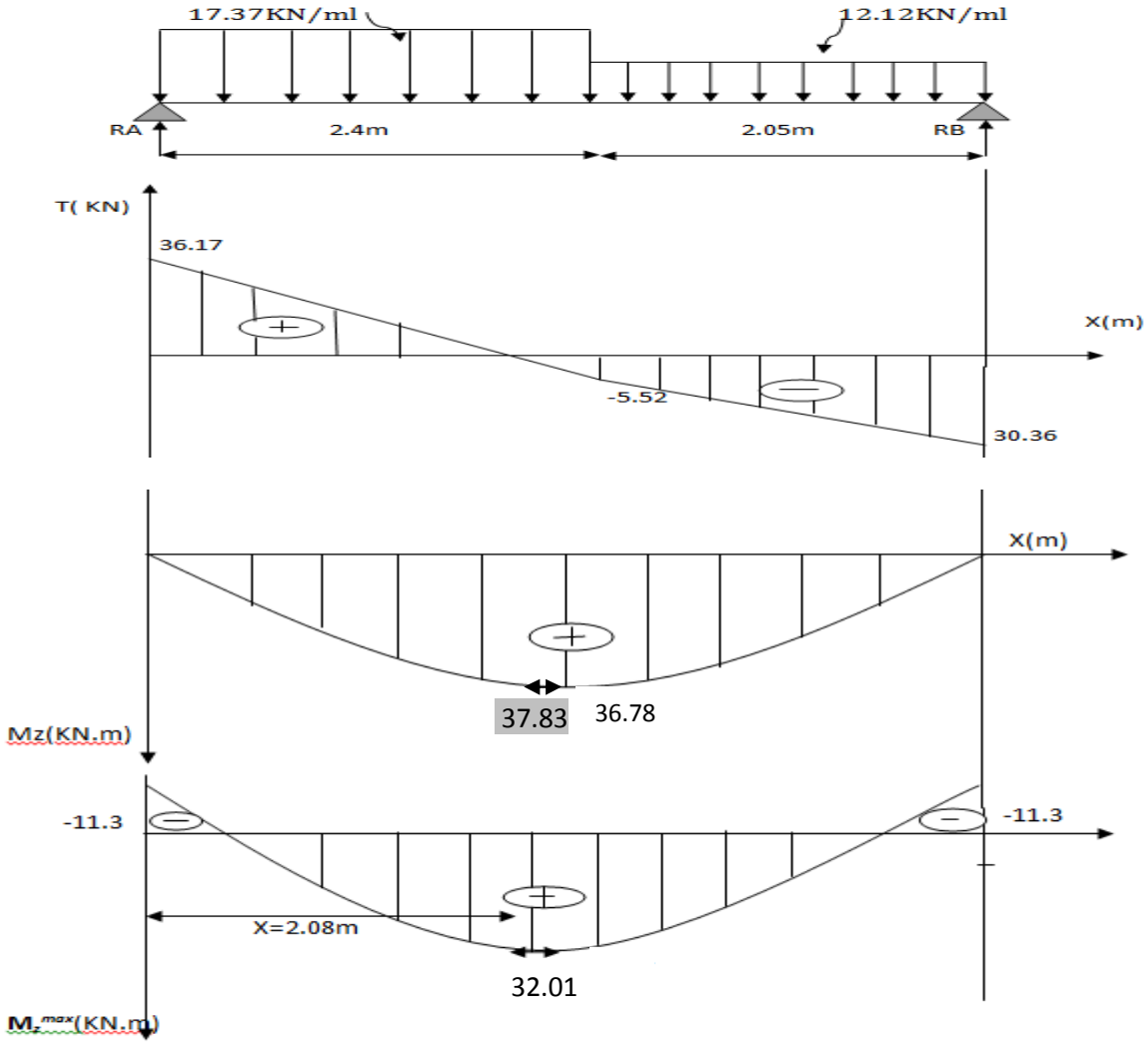


Fig. III.B.12:*Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants de 2éme type à l'ELU*

5) calcule des armateurs :

↳ **Armatures principales :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m).

- **En travée :** M_u^t = 30.01KN.m

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{32.01X10\text{^}6}{1000\times175^2\times14,2} = 0,07 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_t = 0.07 \longrightarrow \beta_t = 0.964$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_t.d.\sigma_{st}} = \frac{32.01X10\text{^}6}{0,964\times175\times348} = 545.24mm^2 = 5.45cm^2$$

$$A_t = 5.45cm^2$$

On opte pour : 5HA12 (A_a = 5.65cm²) avec un espacement de S_t =20cm.

- **Aux appuis :** Mua=11.298 KN.m

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{11.298X10\text{^}6}{1000\times175^2\times14,2} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_a = 0,026 \longrightarrow \beta_a = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_a.d.\sigma_{st}} = \frac{11.298X10\text{^}6}{0,987\times175\times348} = 187.96mm^2 = 1.88cm^2$$

$$A_a = 1.88cm^2$$

On opte pour : 5HA10 (A_a = 3.92cm²) avec un espacement de S_t =20cm.

↳ **Armatures de répartition**

- **Aux travées :**

Selon l'article **A.8.2, 41 du BAEL 91/modifiée99**[2]**,** Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés les armatures de répartition sont au moins égales à 1/3 Aadoptée, dans le cas contraire (Cas de l'escalier) :

Ar= 1/4 Aadoptée = 1.41cm².

Soit **: 4HA 10= 3.14 cm².** Avec un espacement **: St= 25 cm**.

- **Aux appuis :**

Ar= 1/4 Aadoptée = 0.98 cm².

Soit **: 4HA 10= 3.14 cm².** Avec un espacement : **St =25 cm.**

6) Vérifications à l'ELU :

a)Condition de non fragilité (BAEL 91, Art. A.4.2.1) [2]:

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

Le ferraillage de l'escalier doit satisfaire la ***C.N.F*** $\mathbf{A_{st} \geq A_{st}^{min}}$

$$A_{min} = 0{,}23\ b.d\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 100 \times 175 \times \frac{2{,}1}{400} = 2.113 cm^2$$

- **Aux appuis** : Aa = 3.92cm² > Amin = 2.115cm² .....***Condition vérifiée.***
- **En travées** : At = 5.65cm² > Amin = 2.115cm²..... ***Condition vérifiée***

b) Espacement des barres :

- **Armatures principales :**
  - **Aux appuis :** e = 20cm
  - **En travées :** e = 20cm

  } < min {3h, 33cm} = 33cm .....***Condition vérifiée.***

- **Armatures de répartition :**
  - **Aux appuis** : e = 25cm
  - **En travées :** e = 25cm

  } < Min {4h, 45cm} = 45cm..... ***Condition vérifiée.***

c)Vérification au cisaillement (BAEL91/ article 5.1.2.1) [2]

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} < \bar{\tau}_u$$

Avec : T_u^{max} = 36.17KN.

- **Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{36170}{1000 \times 175} = 0{,}206 MPa$$

- **Calcul la contrainte de cisaillement admissible :**

Fissuration est peu préjudiciable:

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

$\boldsymbol{\tau_u}$ = 0,206MPa < $\boldsymbol{\bar{\tau}_u}$ =3,33MPa ……. *condition vérifiée*.

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/modifiée 99 Art A.6.1 ,3)[2] :

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}}$

$$\tau_{se} = \frac{Tu}{0{,}9.d.\sum ui} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28}$$

Avec :

- Ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :
  - 1,5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)
  - 1,0 : pour les barres rondes lisse (R.L)
- τ_{se} : Contrainte d'adhérence
- U_i : Périmètre utile de barre.
  - $\sum Ui$ = n. Ø. π ou (n) le nombre de barre
  - $\sum Ui$ = 5 × 3,14 × 12= 188.4mm

$\bar{\tau}_{se}$= Ψ. f_{t28} = 1,5 x 2,1 = 3,15MPa. Ψ =1.5

$$\tau_{se} = \frac{36170}{0{,}9\times175\times219.8} = 1.218\ MPa$$

D'où :

τse= 1.218MPa < $\bar{\tau}$se = 3.15 MPa.

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres .

e) Influence de l'effort tranchant

- **Au niveau des appuis (BAEL 91 / modifiée99Art. 5.1, 312)** [2] :

A_{st} adopté >A_{st} ancrer

$$A_{st}\ ancre = \frac{\gamma s \quad Tu.max}{fe} = \frac{1.15x36170}{400X100} = 1.039\ cm^2$$

A_{st} adopté = 3.14cm² > 1.039cm². La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

f) Ancrage des barres (BAEL91/ article 6.1.2.2) [2] :

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

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour f_{c28} = 25 MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\emptyset$$

On prend :

- **Pour les HA 10** : l_s= 35x1.0= 35 cm.
- **Pour les HA 12** : l_s= 35x1.2= 42cm.

Vu que ls dépasse l'épaisseur de la poutre palière dans laquelle les barres seront encrées, alors le **BAEL91** admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$l_c = 0.4l_s$$

- **Pour les HA 10** : L_c= 0,4 x 35=14 cm.
- **Pour les HA 12** : L_c= 0,4 x 42 = 16.8 cm.

Finalement : La longueur L_c= 20 cm.

7) Etat limite de service :

a)Calcul des réactions d'appuis :

- **Palier :** q_{sp} =8.7 KN/ml
- **Volée :** q_{sv} = 12.59KN/ml

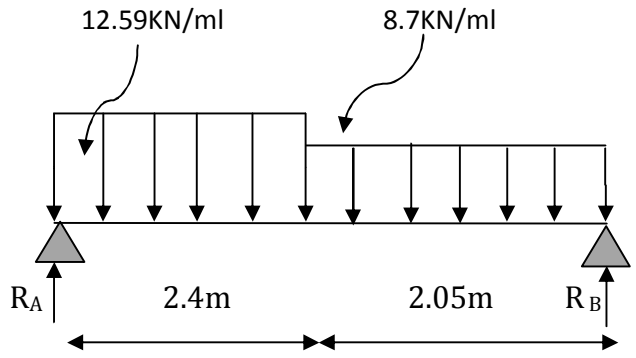


Figure III.B.13 : Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS.

$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow RA + RB - q_1.l_1 - q_2 l_2 - = 0 \Rightarrow RA + RB = q_1.l_1 + q_2.l_2.$

$RA + RB = 48.051$ KN.

$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow q_1 . \frac{l1^2}{2} + q_2.l_2 (\frac{l2^2}{2} + l_1) - RB (l_1+l_2) = 0$

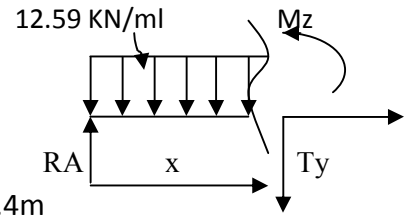
$\Rightarrow \quad RB = [q_1 . \frac{l1^2}{2} + q_2 . l_2(\frac{l2^2}{2} + l_1)] \frac{1}{L1+L2}$

$\Rightarrow$ **RB = 21.87 KN.**

D'où : **RA =26.17KN.**

b) Calcul des efforts internes, moments fléchissant :

- **1er tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$m**



$T_y = R_A - q_1.x$

$\Rightarrow T_y = 26.17 - 12.59.x$

$T_y = 26.17$KN pour $x = 0$

$T_y = -4.046$ KN pour $x = 2.4$m

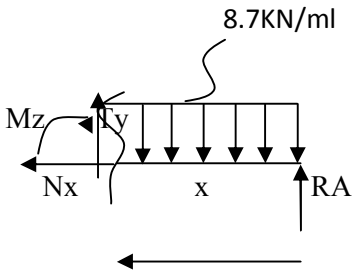
$M_z = -q_1 \frac{x^2}{2} + R_A.x \Rightarrow$

$M_z = -12.59 \frac{x^2}{2} + 26.17x$

$M_z = 0$ KN.m pour $x = 0$.

$M_z = 26.55$. KN.m pour $x = 2.4$m

- **2ème tronçon : $0 \leq x \leq 2.05$m**



$T_y = -R_B + q_2.l_2$

$T_y = -21.87 + 8.7x \Rightarrow$

$T_y = -21.87$KN pour $x = 0$m

$T_y = -4.035$KN pour $x = 2.05$m

$M_z = RB.x - q_2 x \frac{x}{2}$

$M_z = 21.87.x - 8.7 \frac{x}{2} x$

$M_z = 0$KN.m pour $x = 0$m.

$M_z = 26.55$KNm pour $x = 2.05$m.

c) Calcul du moment maximal M_z^{max} :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule

D'où :

Ty= -12.59.x +26.17= 0 ⇒ x= $\frac{26.17}{12.59} = 2.08\,m$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation : Mz= 12.59. $\frac{x^2}{2}$ - 26.17*x*

Donc : M_z^{max} =-12.59. $\frac{(2.08)^2}{2} + 26.17\,X\,2.08 = 27.20\,KN.m$

❖ **Remarque :**

Pour tenir compte des encastrements partiels aux extrimités, nous portons une correction à l'aide des cofficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées

- **En travée :** Mt= 0,85Mzmax= 23.12kN.m.
- **Aux appuis :** Ma= -0,3Mzmax= -8.16 kN.m.

d) **Diagramme des efforts internes à l'ELS:**

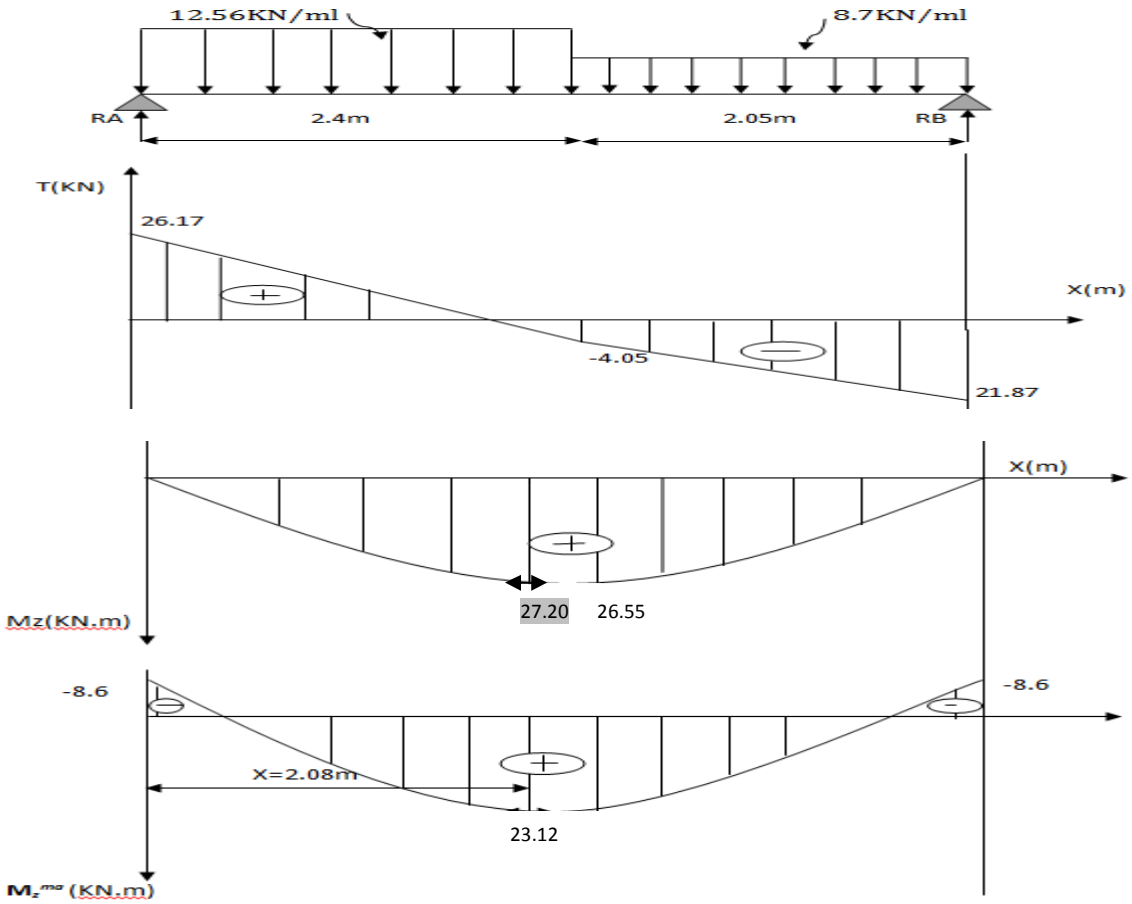


Fig. III.B.14:*Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants de 2éme type à l'ELS*

8) Vérification des contraintes à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

- **En travées :**

$A_t = 5.65cm^2$

$M_t^{max} = 23.12KN.m.$

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

$\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{\boldsymbol{bc}}$= 0.6fc28= 0.6 x 25= 15 MPa.

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 17.5} = 0{,}322$$

Des abaques et pour une valeur de ρ = 0.322 ⟶ **β**1= 0.911 et K1= 41.18.

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s.\beta.d} = \frac{23.12 \times 10^6}{565 \times 0{,}911 \times 175} = 256.674MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{256.67}{41.18} = 6.23MPa$$

$\sigma_{bc} = 6.23\ MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ ……***condition vérifiée***

- **aux appuis :**

$A_a = 3.92cm^2$

$M_a = 8.16$ KN.m

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3{,}92}{100 \times 17.5} = 0{,}224$$

$\rho_1 = 0{,}224 \longrightarrow \beta_1 = 0{,}924\ ;\ K_1 = 50.79$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s.\beta.d} = \frac{8.16 \times 10^6}{392 \times 0{,}924 \times 175} = 128.735MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{128.735}{50.79} = 2.534MPa$$

$\sigma_{bc} = 2.534MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$…… ***condition vérifiée.***

b) Etat limite d'ouverture des fissures

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc d'après le **(BAEL 91/ articleA.4.5.3)** [2] aucune vérification n'est nécessaire.

c)Vérification de la flèche :

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99) [2], précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : la hauteur de la poutre

  L : longueur max entre nus d'appuis.
- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}.\frac{M_t}{M_0}$ M_t : moment max en travée.

  M_0 : valeur maximum de moment en travée
- ✓ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe}$ A : section des armatures

  b : longueur de la section

  d :hauteur utile de la section droite

$\frac{h}{L} = \frac{0,2}{5} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,0625$ ..... ***Condition non vérifiée***

$\frac{h}{L} = 0,04 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{23.12}{10\times27.20} = 0,085$ .....***Condition non vérifiée***

$\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{5.65}{100\times17.5} = 0,0032 < \frac{4.2}{400} = 0,0105$.....***Condition vérifiée***

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

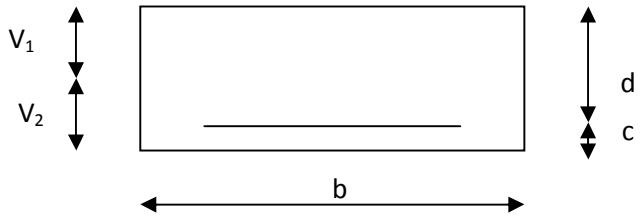


Fig.III.B.15 section droite des escaliers

Calcul de la flèche (BAEL 91/modifiée 99 Art B.6.5,2) [2] :

$$f = \frac{M_s \times l^2}{10.E_v.I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{10.E_v.I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4450}{500} = 8.9\text{mm}$$

$$f_i = \frac{M_s \times l^2}{10.E_i.I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4450}{500} = 8.7\text{mm}$$

Avec :

- **Ms** : Moment fléchissant maximal à l'ELS
- **Ev** : Module de déformation différé. (Ev=3700$\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 10818,86 MPa).
- **Ei** : Module de déformation instantanée (Ei= 11000$\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 32164.2 MPa).
- **Ifv, Ifi** : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de

langue et courte durée tel que :

$$\mathbf{I_{fv} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda v \mu}} \quad \text{et} \quad \mathbf{I_{fi} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda i \mu}}$$

✓ **La surface de la section homogénéisée :**

$B_0 = b \times h + 15A_t$

$B_0 = B + n.A = b.h + n.A = 100x20+15x5.65= 2084.75cm^2$

$B_0 = 2084.75cm^2$.

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

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t.d$$

$$S_{ix'x} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 17.5 = 21483.125\text{cm}^3$$

$\boldsymbol{S_{ix'x}}$ **= 21483.125 cm^3.**

✓ **Position de l'axe de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0} = \frac{21483.125}{2084.75} = 10.30cm$$

$V_2 = h - V_1 = 20\text{-}10.30 = 9.7cm$

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée /G:**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(10{,}30^3 + 9{,}7^3) + 15 \times 5.65(9{,}7 - 2.5)^2$$

$I_0 = 71240.107cm^4$

✓ **Calcul des coefficients :**

- $\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{5.65}{100X17.5} = 0.0032$
- $\lambda i = \frac{0.05ft28}{\rho(2+\frac{3b0}{b})} = \frac{0.05X2.1}{0.0032X(2+\frac{3X100}{100})} = 6.56$
- $\lambda v = \frac{2}{5}\lambda i = \frac{2}{5}x6.56 = 2.624$
- $\mu = 1 - \frac{1.75ft28}{4\rho\sigma s+ft28} = 1 - \frac{1.75X2.1}{4X0.0032X256.674+2.1} = 0.317$

✓ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$f = \frac{M_s \times l^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Rightarrow I_{fv} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda v\mu} = 1.1x\frac{71240.107}{1+2.624X0.317} = 42779.65cm4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda i\mu} = 1.1X\frac{71240.107}{1+6.56X0.317} = 25446.86cm^4$$

Au final :

$$f_v = \frac{23.12x10^6 \times 4450^2}{10X.10818{,}86X42779.65x10^4} = 0.98mm < \bar{f} = 8.7\text{mm}$$ ……***La flèche est vérifiée.***

$$f_i = \frac{23.12X10^6X4450^2}{10X32164.2X25446.86X10^4} = 5.59mm < \bar{f} = 8.7\text{mm}$$ ……***La flèche est vérifiée.***

Conclusion :

Les escaliers seront ferraillés comme suite :

↳ **Pour le 1er type :**

- ✓ **Armatures principales :**
  - **En travée : 5 HA 12** avec un espacement : **St=20 cm**.
  - **Aux appuis : 5HA10** avec un espacement :**St=20 cm.**
- ✓ **Armatures de répartition :**
  - **En travée : 4HA 10** avec un espacement : **St=25 cm**.
  - **Aux appuis : 4HA10** avec un espacement :**St=25cm.**

↳ **Pour le 2eme type :**

- ✓ **Armatures principales :**
  - **En travée : 5 HA 12** avec un espacement : **St=20 cm**.
  - **Aux appuis : 5HA12** avec un espacement :**St=20 cm.**
- ✓ **Armatures de répartition :**
  - **En travée : 4HA 10** avec un espacement : **St=25 cm**.
  - **Aux appuis : 4HA10** avec un espacement :**St=25cm.**

III.C) POUTRE PALIERE :

Introduction

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire, destinée à supporte son poids propre et la réaction de la paillasse.

Elle est considérée semi-encastrée à ces extrémités dans les voiles avec une portée de 4 m (largeur libre entre nu d'appuis) et sa section est de (b × h).

III.C.1) Pré-dimensionnement :

- **Hauteur**

La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

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

avec : l : longueur libre entre nus d'appuis

l=425-25= 400cm

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.67cm \leq h_t \leq 40cm$$

On prend : h_t **= 35cm** .

- **Largeur**

La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{0.4h_t \leq b \leq 0.7\ h_t}$$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5cm$$

On prend : b **= 25cm**

✓ **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 (article 7.5.1)**

b= 25 cm > 20 cm..... *La condition est vérifiée.*

h= 35 cm ≥ 30 cm.....*La condition est vérifiée*.

h/b = 1.4 ≤ 4..... *La condition est vérifiée.*

Les dimensions retenues pour la poutre palière sont les suivantes: ***25x35 cm².***

III.C.2) Détermination des charges et surcharges :

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur

- Poids propre de la poutre : Gp = 25 × 0.25 × 0.35= 2.187 KN/ml
- poids du mur G_M = 2.36× 1 = 2.36 KN/ml
- Réaction du palier à l'ELU : Ru = 30.36KN
- Réaction du palier à l'ELS : Rs =21.87KN

III.C.3) Combinaison de charges :

À l'ELU

qu = 1.35 G1 + Qu = 1.35 (1.875+2.36) + 30.36 = 36.07KN/ml

À l'ELS

qs = G1 + Qs = (1.875+2.36) + 21.87 = 26.105KN/ml

III.C.4) Calcul à l'ELU :

a) Calcul des efforts internes :

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{36.07 \times 4^2}{8} = 72.14 KN.m$$

Effort tranchant :

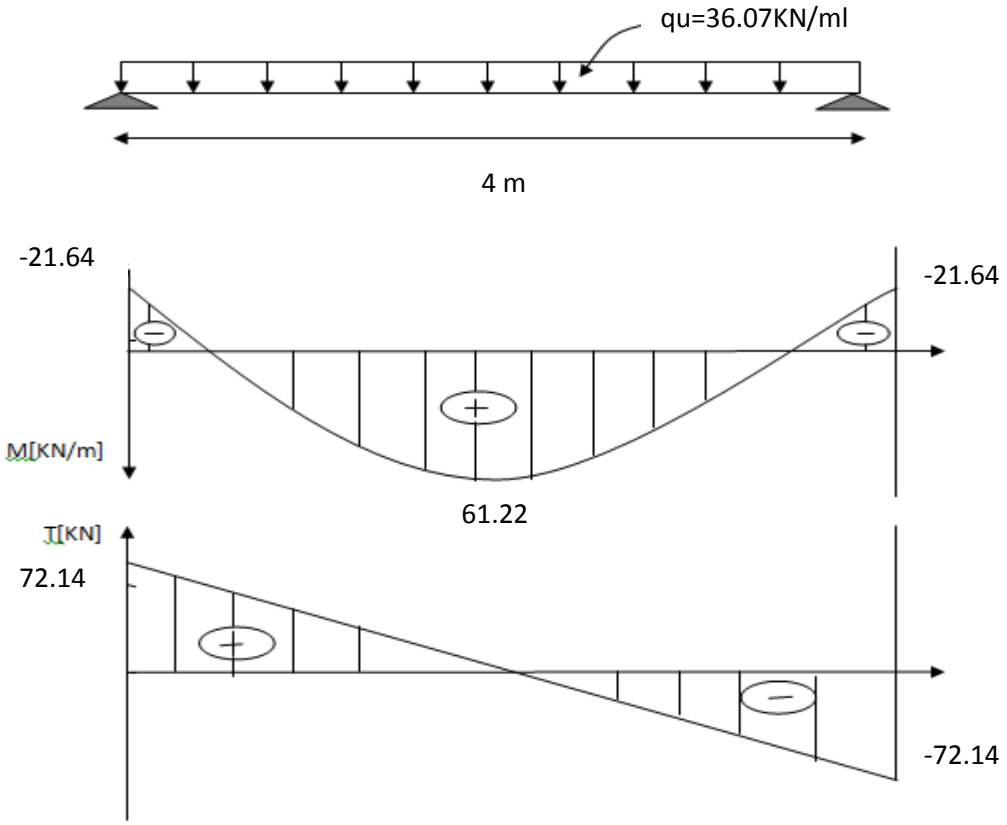
Réactions d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q.l}{2} = \frac{36.07 \times 4}{2} = 72.14 KN.$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

Aux appuis M_{uap} = -0.3Mu = -21.64KN.m

En travée M_{utr} = 0.85Mu = 61.32KN.m

b) Diagramme du moment et de l'effort à l'ELU:



FigIII.E.1 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELU

III.C.5) Ferraillage :

- **En travées :**

On a : h = 35 cm ; d = 32.5cm ; c = 2.5 cm ; b = 25 cm.

$$\mu_t = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{61.22\times10^6}{250\times325^2\times14.2} = 0.164$$

$\mu_t = 0.164 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ S.S.A

$\mu_t = 0.164 \Rightarrow \beta = 0.909$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1.d.\sigma_{St}} = \frac{61.22\times10^6}{0.909\times325\times348} = 5.95\,cm^2$$

On prend : **A_{ut} = 3 HA12+3HA12= 6.78 cm²**

- **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d.^2\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{21.64\times10^6}{250\times(325)^2\times14{,}2} = 0.058 \qquad < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$\mu_t = 0.058 \Rightarrow \beta_1 = 0.970$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1.d.\sigma_{St}} = \frac{21.64\times10^6}{0.970\times325\times348} = 1.97\,cm^2$$

On prend : A_{ua} = 3HA12+2HA10 = 4.96cm²

III.C.6) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL99):

$$A_{min} = 0.23b.d\frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23\times30\times38\times\frac{2.1}{400} = 1.38\,cm^2$$

- **En travée :** A_t =6.78cm² > A_{min} = 1.38cm²
- **Aux appuis :** A_a = 4.96cm² > A_{min} = 1.38cm²

  ↳ ***La condition est vérifiée.***

b) Vérification au cisaillement (BAEL91/modifiée 99 Art .5.1 ,211) [2]:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \le \overline{\tau}_u = \min\left\{\frac{0..2f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$$

$$\tau_u = \frac{72.14\times10^3}{250\times325} = 0.88\ MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right\} = 3.33MPa$$

τ_u = 0.88MPa < $\overline{\tau}_u$ = 3.33MPa ⇒ La Condition est vérifiée ; il n' y a pas de risques de cisaillement .

c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL99/ article A.6.1.3) [02]

Pour éviter le risque d'entrainement des barres longitudinale, il faut vérifiée la condition suivante :

$$\tau se \le \overline{\tau}se$$

$\overline{\tau}se = \Psi s.ft28$

Où :

Ψs : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

Ψs = 1.5 (Barres de haute adhérence).

Donc :

$\bar{\tau}se$= 1.5 x 2.1= 3.15 MPa

$$\tau_u = \frac{T^u_{max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times ft_{28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$\sum U_i = n.\pi.\Phi = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.608cm$

D'où : $\tau_u = \frac{72140}{0.9x325x226.08}$ = 1.09MPa < $\bar{\tau}_u$ = 3.15MPa $\Rightarrow$ La Condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

d) Ancrage des barres (BAEL 91/modifiée 99 Art 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour fc28= 25 MPa, la longueur de scellement droite ls est égale à :

ls= 35ϕ

- Pour les HA 12 : ls= 40x1.2= 48cm
- Pour les HA 10 : ls= 40x1= 40 cm

Ls dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : Lc= 0,4Ls

- Pour les HA 12 : Lc= 0,4 x 42=16.8cm.
- Pour les HA 14 : Lc= 0,4 x 49= 14 cm.

Finalement : La longueur Lc= 20 cm.

e) Influence de l'effort tranchant :

- **Au niveau des appuis (BAEL 91 /modifiée 99 Art. 5.1, 312) :**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant Tu

$Ast_{adopté} > Ast_{ancrer}$

$Ast_{ancrer} = \frac{\gamma s\, Tmax}{fe} = \frac{1.15X72.14X10^3}{400X10^2}$ = 2.074cm^2.

Ast $_{adopté}$=10.65 cm^2 > Ast $_{ancrer}$ = 2.074cm^2 ……***Condition vérifiée.***

- **Sur le béton (BAEL 99/ Art A.5.1.3.1.3)**

$$\frac{2Tu}{0.9d\ b} \leq \frac{0.8fc28}{\gamma d}$$

$$\frac{2Tu}{0.9d\ b} = \frac{2X72.14X10^3}{0.9X325X250} = 1.97\text{MPa}$$

$$\frac{0.8fc28}{\gamma d} = \frac{0.8\ X\ 25}{1.5} = 13.33MPa$$

D'où : 1.97MPa < 13.33 MPa ……. ***Condition vérifiée***

f) Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min\left\{\Phi_L\ ;\ \frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\right\} = \min\{12\ ;\ 80\ ;\ 25\} = 10\text{mm}=1\text{cm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 A_t=4HA8=2.01cm^2

g) Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 99/ Art A.5.1.2.2)[2] :

- St < min (0.9d; 40 cm) = min (29.25cm; 40 cm) = 29.25cm

i) Exigences du RPA 99/version 2003 (Art. 7.5.2) [1] :

1. Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1)

« Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section ».

Al = (3HA12+3HA12)+(3HA12+2HA10) =6.76 + 4.96= 11.72 cm²

0.5% de la section= 0.005 x b x h= 0.005x25x35=4.375 cm²

D'où : Al= 10.66 cm² > 0.5% de la section= 4.375cm²…… ***condition vérifiée.***

2. Armatures transversales (BAEL 99/ Art 7.5.2.2)[2]

Armatures transversales minimales

At min= 0,003 x St x b= 0,003 x15 x 25= 1.125 cm² < At adoptée= 2.01 cm²

↳ **La condition est vérifiée**.

- **Zone nodale :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80\,cm$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi\right\} = \min\{8.75cm ; 16.8cm\}$$

On prend : S_t = 10cm

- **zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\,cm$$ Soit : S_t = 15cm

f) Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 /modifiée 99 Art. A.5.1, 22) [2]

« Si on désigne par At la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité fe la quantité (*At.fe / b_0.St*) doit être au moins égale à 0.4MPa(ou N/mm^2)

$\frac{At\ fe}{b_0 S_t}$ > 0.4 MPa.

$A_{adopté} > A_{tmin} = \frac{0.4 b_0 S_t}{fe} = \frac{0.4X25X15}{400} = 0.375 cm^2$

D'où : $A_{adopté}$ = 2.01 cm2 > Amin = 0.375 cm2 ..... ***Condition vérifiée***

III.C.7) Calcul à l'ELS :

a) Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{26.05 \times 4^2}{8} = 52.21 KN.m$$

b) L'effort tranchant :

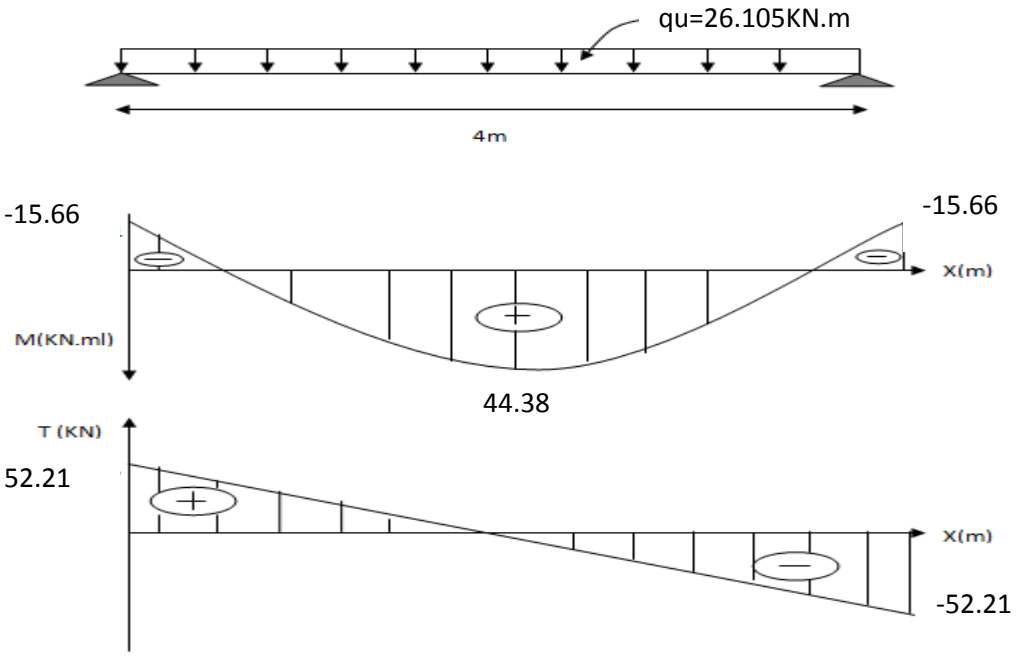
$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{26.05 \times 4}{2} = 52.21 KN$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$M_{sa} = -0.3M_s = -15.66KN.m$

$M_{st} = 0.85M_s = 44.38KN.m$

c) Diagramme du moment et de l'effort à l'ELS:



FigIII.C.2 : *Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELS*

III.C.8) Verification a l'ELS:

a) Etat limite de compression du béton (BAEL 91/ Art A.4.5.2)[2] :

En travée

$\overline{\sigma}_{bc}$ = 0.6 fc_{28} = 15 MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 6.78}{25 \times 32.5} = 0.83$$

À partir des abaques des on a : $\rho_1 = 0.83 \Rightarrow \beta_1 = 0.870$ $K_1 = 23.64$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_S.\beta d} = \frac{44.38 \times 10^6}{678 \times 0.870 \times 325} = 231.49MPa$$

D' ou : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{231.49}{23.64}$ = 9.79 MPa.

σ_{bc} = 9.79MPa < $\overline{\sigma}_{bc}$ = 15MPa ..... ***La Condition est vérifiée***.

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 4.96}{25 \times 32.5} = 0.61$$

À partir des abaques des on a : $\rho_1 = 0.61 \Rightarrow \beta_1 = 0.884$ $K_1 = 28.10$

$$\sigma_{St} = \frac{Ma}{A_S.\beta d} = \frac{15.663 \times 10^6}{452 \times 0{,}884 \times 325} = 120.61 MPa$$

D' ou : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{120.61}{28.10}$ = 4.29 MPa.

σ_{bc} =4.29MPa < $\overline{\sigma}_{bc}$ = 15MPa ..... ***La Condition est vérifiée.***

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. **(ArticleA.4.5, 32 du BAEL 91/modifiée 99)[2].**

c) Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/modifiée 99 Art. B.6.5,1**)[2] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}.\frac{M_t}{M_0} \qquad \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$$

D'où :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.35}{4} = 0.0875 > \frac{1}{16} = 0.0625$ ..... ***Condition vérifiée***

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}.\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.35}{4} = 0.0875 > \frac{44.37}{10 \times 52.21} = 0.084$..... ***Condition vérifiée***

c) $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{6.78}{25 \times 32.5} = 0.0083 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ ..... ***Condition vérifiée***

D'où : toutes les conditions sont vérifiées. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (la flèche est vérifiée).

Conclusion:

le ferraillage de la poutre palière sera comme suite :

- **Armatures longitudinales**:

  3HA 12+ 3HA12 =6.76cm^2 ..... Filantes pour le lit inférieur.

  3HA 12+2HA10= 4.96cm²..... Filantes pour le lit supérieur.

- **Armatures transversales** :

  On prend un cadre et un étrier en HA8

III.D) Calcul de la poutre palière brisée:

Etant donné que l'escalier est à 03 volées droites au niveau du RDC, la poutre palière sera brisée, partiellement encastrée dans les poteaux.

III.D.1) Pré dimensionnement de la poutre brisée :

On pré-dimensionnera la poutre avec sa longueur réelle

$$Lr = 1.41 + 1.75 + \frac{0.64}{cos28.68}$$

$$Lr = 3.89m$$

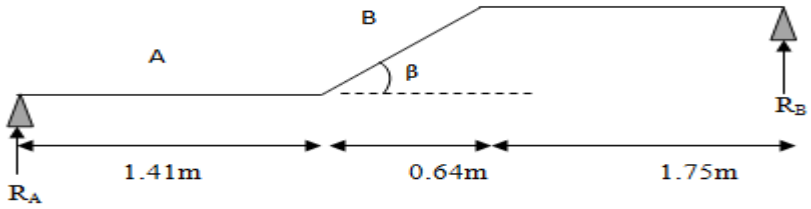


Fig III.D.1: schéma statique de la poutre brisée

a) La hauteur ht :

$$\frac{Lr}{15} \leq ht \leq \frac{Lr}{10}$$

Donc :

$$\frac{389}{15} \leq ht \leq \frac{389}{10} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots 25.9 \leq ht \leq 38.9$$

On choisira une hauteur : h= 35 cm.

b) Largeur b :

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

Donc :

$$14cm \leq b \leq 24.5cm.$$

On choisira une larguer : b = 30 cm.

c) **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 (article 7.5.1)[1] :**

$b \geq 25cm$; $b=30cm \geq 25cm$

$h \geq 35cm$; $h=35\ cm \geq 35cm$

$\frac{h}{b} \leq 4$; $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.4 \leq 4$

Les dimensions retenues pour la poutre palière brisée sont les suivantes: ***30x35 cm².***

III.D.2) Détermination des charges et surcharges :

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et au poids du mur intérieur.

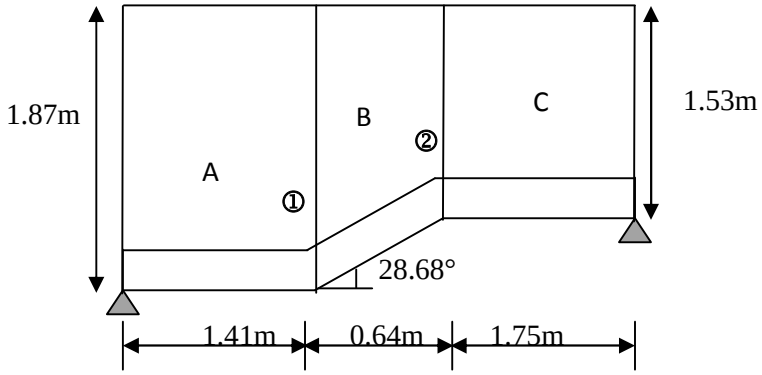


Figure III.D.2 : Schéma statique d'un poutre brisée

- **Poids propre de la poutre :**

- **Partie A et C** : 25 x 0.35 x 0.30 = 2.625 KN/ml
- **Partie B** : 25 x 0.35 x 0.30 x $\frac{1}{cos28.68}$ = 2.99 KN/ml

- **Chargement du aux réactions du palier :**

- **Partie A et C** : Tu = 30.364 KN/ml Ts = 22.09 KN/ml
- **Partie B :** Tu =Ts =0 KN/ml .

- **Chargement du au poids du mur intérieur :**

G=1.30 KN/m^2

Partie A : qu1=G x ha → 1.30 × 1.87 = 2.431 KN/ml

Partie C : 1.30 × 1.53 = 1.989 KN/ml

Partie B : le chargement est trapézoïdale.

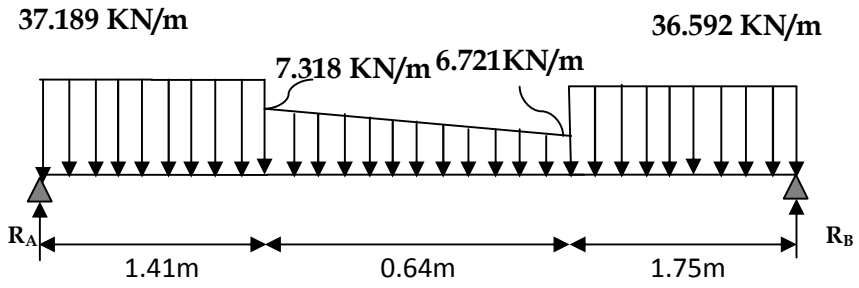
Point 1: 2.21 KN/ml

Point2: 1.989 KN/ml

III.D.3) Calcul des efforts internes :

a) Combinaison de charges à l'ELU :

- **Partie A** : $q_{u1} = 1.35(2.625 + 2.431) + 30.364 = 37.189$KN/ml.
- **Partie C** : $q_{u4} = 1.35(1.989 + 2.625) + 24.63 = 36.592$ KN/ml.
- **Partie B**: Point 1 : $q_{u2} = 1.35(2.99 + 2.431) + 0 = 7.318$KN/ml.
  Point 2 : $q_{u3} = 1.35(2.99 + 1.989) + 0 = 6.721$ KN/ml.



III.D.4) Calcul à l'ELU :

a) Détermination des réactions d'appui :

$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow RA + RB - q_1.l_1 - q_2l_2 - \frac{(q2-q3)l2}{2} - q_4.l_3 = 0$

$RA + RB = 120.96$ KN

$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow q_1 .\frac{l1^2}{2} + q_2l_2 (\frac{l2}{2} + l_1) + q_4l_3(\frac{l3}{2}+l_1+l_2)+(q_2-q_3).\frac{l2}{2}(l_1+\frac{l2}{3})-R_B\ (l_1+l_2+l_3) = 0$

$\Rightarrow R_B = [\ q_1 .\frac{l1^2}{2} + q_2\, l_2(\frac{l2}{2} + l_1) + q_4l_3(\frac{l3}{2}+l_2+l_1)\ )+(q_2-q_3).\frac{l2}{2}(l_1+\frac{l2}{3})].\frac{1}{L1+L2+L3}$

$\Rightarrow$ **$R_B = 61.06$ KN**.

D'où : $RA = 120.96 - RB = 59.9$ KN.

$R_A = 59.9$ KN

b) Calcul des efforts internes, moments fléchissant :

❖ **1er tronçon : $0 \leq x \leq 1.41$m**

$T_y = R_A - q_1.x$

$\Rightarrow T_y = 59.9 - 37.189.x$

$T_y = 59.9$ KN pour $x = 0$

$T_y = 7.46$KN pour $x = 1.41$m

$M_z = -q_1\frac{x^2}{2} + R_{A.x} \Rightarrow$

$M_z = -37.189\frac{x^2}{2} + 59.9x$

$M_z = 0$ KN.m pour $x = 0$

$M_z = 47.49$KN.m pour $x = 1.41$m

❖ **2ème tronçon : $0m \leq x \leq 0.64m$**

La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous

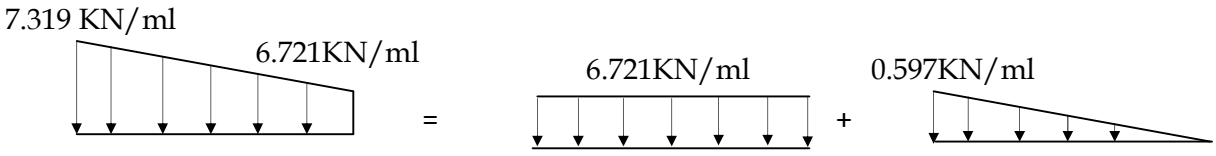
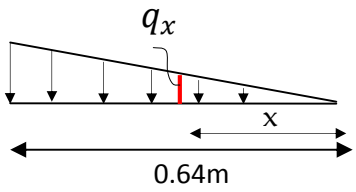


Figure III.D.3 : Diagramme de 2eme tronçon

Détermination de la charge q en fonction de x :

A partir des triangles semblables nous avons :
x /q_x = 0.64/0.597 ; Donc: q_x **= 0.93x**



$T_y = RA - q_1.l_1 - q_3.x - qx\frac{x}{2}$

$T_y = -0.93x^2 - 6.72x + 7.46 \Rightarrow$

T_y = 7.46KN pour x = 0m

T_y =2.78KN pour x = 0.64m

$M_z = RA(x + l_1) - q_1.l_1(x + \frac{l1}{2}) - q_3\frac{x^2}{2} - qx(\frac{x}{2}.\frac{2}{3}x)$

$M_z = -0.31x^3 - 3.360x^2 + 7.464x + 47.49$

M_z = 47.49KN.m pour x =0 m.

M_z = 50.8KNm pour x = 0.64m.

❖ **3eme tronçon : 0m ≤ *x* ≤ 1.75m :**

$T_y = -R_B + q_4.x$

$Ty = -61.06 + 36.592x \Rightarrow$

T_y = - 61.06KN pour x = 0

T_y = 2.78KN pour x = 1.75m

$M_z = -q_4\frac{x^2}{2} + R_B x \Rightarrow$

$M_z = -36.592\frac{x^2}{2} + 61.06x$

M_z = 0 KN.m pour x = 0

M_z = 50.8KN.m pour x = 1.75m

c) Calcul du moment maximal M_z^{max} :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule D'où :

Ty= -61.06+36.592x=0

x = 1.67m

En remplaçant la valeur de x dans l'équation Mz= M_z= - 36.592$\frac{x^2}{2}$ + 61.06*x*

Donc : M_z^{max} =50.94 KN.m

❖ ***Remarque :***

Pour tenir compte des encastrements partiels aux extrimités, nous portons une correction à l'aide des cofficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées

- **En travée :** Mt= 0,85Mzmax=0.85x 50.94= 43.3kN.m.
- **Aux appuis :** Ma= -0,3Mzmax= -0.3x50.94= -15.28 kN.m.

III.D.4-Diagramme des efforts internes

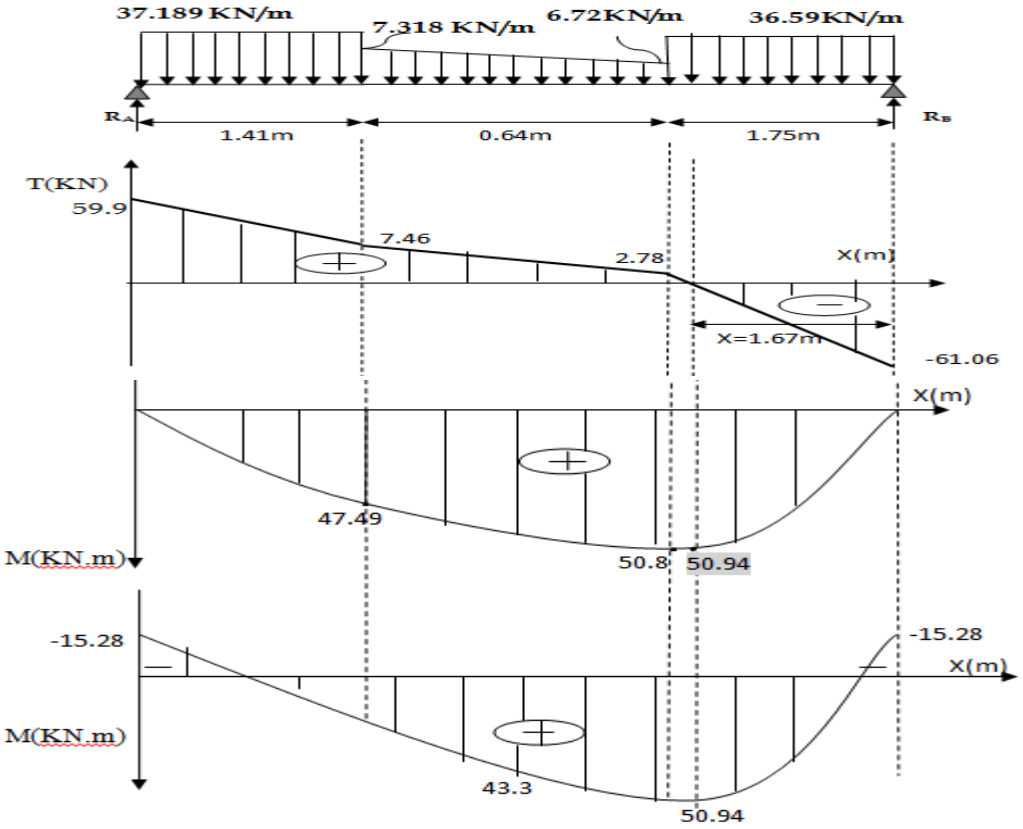


Fig III.D.4 :Diagramme des efforts interne à l'ELU

III.D.5) Calcul des armatures longitudinales a l'ELU :

a) **Ferraillage aux appuis :**

Ma = 15.28 Kn.m

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{15.28X10\text{^}5}{30\times32.5^2\times14,2.100} = 0,034 < \mu_l = 0,937 \quad \text{.....}\textbf{\textit{S.S.A.}}$$

$$\mu_a = 0,034 \longrightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_u^t}{\beta_t . d . \sigma_{st}} = \frac{15.28X10\text{^}5}{0{,}983 \times 32.5 \times 348\text{x}100} = 1.37\text{cm}^2$$

$$A_a = 1.37\text{cm}^2$$

On opte pour : 3HA12 (A_a = 3.39cm²) avec un espacement de S_t =20cm.

d) Ferraillage en travée :

Mt = 43.299 Kn.m

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2\ f_{bu}} = \frac{43.299 \text{ x } 10^5}{30\text{x } 32.5^2 \text{ x}14.2 \text{ x}100} = 0.096$$

μ=0.096 < μ_l=0.392 ..... ***S.S.A.***

μ t= 0.096 ⟶ β = 0.948

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d\ \sigma_{st}} = \frac{43.299 \times 10^5}{0.948 \times 32.5 \times 348 \text{ x } 100} = 4.038 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'acier de : **A t = 3HA14 = 4.62**

c) **Vérification RPA2003** :

Dans l'article (7.5.21) le RPA 99/2003[1] exige que le pourcentage total minimal des aciers principaux en toute section soit de 0.5% de la section brute.

As = 3HA12 + 3HA14 = 8.01cm² > 0.005(30 × 35)= 5.25cm² ..... ***condition vérifiée*.**

III.D.6) Vérification a l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91, Art. A.4.2.1)[2]:

$$A_{min} = 0{,}23\ b.d\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2{,}1}{400} = 1.17\text{cm}^2$$

- Aux appuis : A_a = 3.39 cm² > Amin = 1.17 cm² .....***Condition vérifiée.***
- En travées : A_t = 4.62 cm² > Amin = 1.17 cm²..... ***Condition vérifiée*.**

b) **Vérification au cisaillement (BAEL91/ article 5.1.2.1)[2] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} < \bar{\tau}_u$$

$T_{u\,max}$ = 61.06KN

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{61060}{1000 \times 175} = 0{,}349\text{MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

τ_u = 0,349MPa < $\bar{\tau}_u$ =3,33MPa ..... ***condition vérifiée.***

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1.3/BAEL91)[2] :**

$\boldsymbol{\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28}}$; f_{t28} =2.1MPa

Ψ_s : coefficient de scellement ; Ψ_s =1.5 (acier de haute adhérence)

$\boldsymbol{\bar{\tau}_{se}}$= 1.5 x 2.1 = 3.15 MPa

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{\mathbf{V_{umax}}}{\mathbf{0.9d \sum u_i}}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times \pi \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{61.06 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 131.88} = 1.61\text{MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_{se}} = 1.61MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15$ ..... ***Condition vérifiée***

Pas de risque d'entrainement des barres

d) **Longueur de scellement droit (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99)[2] :**

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} \qquad \tau_{su} = 0.6\,\Psi s^2 f_{t28} \;;\; \Phi = 14\text{mm}$$

$$\tau_{su} = 0.6\,\Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38cm$$

On prend ***ls = 50cm***

e) **La longueur d'ancrage** (**Art A.6.1.253 BAEL91 mod99)[2] :**

Lc = 0.4ls ⟹ lc = 0.4×4 = 18cm.

On prend : lc =20cm

Avec : ls : longueur de scellement droit.

Lc : longueur d'ancrage.

III.D.7) Calcul des armatures transversales et les vérifications :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\emptyset \leq \min\{\frac{h}{35} ; \emptyset l ; \frac{b}{10}\} \leq \min\{10 ; 14 ; 30\}$$

Les armatures transversales seront réalisées par 1cadre + 1étrier de HA8.

Soit **: At = 4HA8 = 2,01 cm²**.

- **Espacement des barres (**Article 7.5.2.2 RPA 99)[1] :

a) En zone nodale :

$St \leq \min\{\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\} \leq \min\{8.75 ; 16.8 ; 30\}$ ⟶ St = 8 cm

b) En zone courante:

$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17{,}5cm$ ⟶ St = 15cm

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$At = 2{,}01\ cm^2 \geq At_{min} = 0{,}003 \times S \times b = 0{,}003 \times 15 \times 30 = 1{,}35cm^2$ ……***condition vérifiée***.

III.D.8) calcul à l'ELS :

a) Combinaison de charge à l'ELS:

- qsA = (G1 + q_m^1)+ R_s^b = (2.625 + 2.431)+21.87= 26.487KN/ml
- qsB: Point 1: $q_u = 2.431 + 2.99 = 5.421$ KN/Ml.

  Point 2: $q_u = 1.989 + 2.99 = 4.979$ KN/Ml.
- qsC =$(G1 + q_m^2) + R_s^b$ = (2.1625+ 1.989)+21.87= 26.021KN/ml

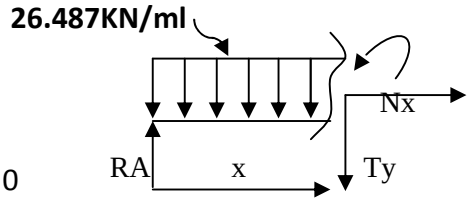
De la même manière que l'ELU Après tous les calculs on trouve les réactions suivantes :

R_A= 42.72KN

R_B= 43.49KN

b) Calcul des efforts internes, moments fléchissant :

❖ **1er tronçon : 0 ≤ *x* ≤ 1.41m**



$T_y = R_A - q_2.x$ ⇒ T_y= 42.72- 26.487*x*

T_y= 42.72 KN pour *x* = 0

T_y = 5.37 KN pour *x* = 1.41

$$M_z = -q_2\frac{x^2}{2} + R_{A.x} \Rightarrow$$

M_z = 0 KN.m pour *x* = 0

$$M_z = -26.487\frac{x^2}{2} + 42.72x$$

M_z = 33.90KN.m pour *x* = 1.41m

❖ **2ème tronçon : 0m ≤ *x* ≤ 0.64m**

La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous

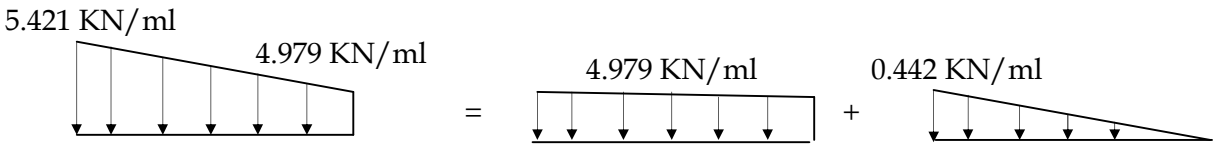
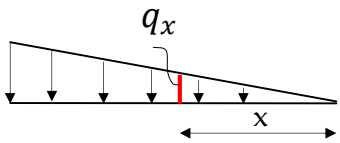


Figure III.D.5 : Diagramme de 2eme tronçon

Détermination de la charge q en fonction de x :

A partir des triangles semblables nous avons :
x /q_x = 0.64/0.442 ; Donc: q_x **= 0.69x**



$T_y = RA - q_1.l_1 - q_2.x - q\frac{x}{2}$

$T_y = -0.69x^2 - 4.978.x + 5.374 \Rightarrow$

5.37KN pour *x* = 0m

T_y = 2KN pour *x* = 0.64m

$M_z = RA\,(l_1 + x) - q_1 . l_1\left(x + \frac{l1}{2}\right) - q_2 \frac{x^2}{2} - q_x \frac{x}{2} . \frac{2x}{3}$

$M_z = -0.23x^3 - 2.489\ x^2 + 5.375x + 33.9$

$\begin{cases} M_z = 33.90 KN.m & \text{pour } x = 0m. \\ M_z = 36.26 KNm & \text{pour } x = 0.64m. \end{cases}$

❖ **3eme tronçon : 0m ≤ *x* ≤ 1.75m :**

$T_y = -R_B + q_c.x$

$Ty = -43.49 + 26.06\ x \Rightarrow \begin{cases} T_y = -43.49\ KN & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 2KN & \text{pour } x = 1.75m \end{cases}$

$M_z = -q_c \frac{x^2}{2} + R_B x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0\ KN.m & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 36.26\ KN.m & \text{pour } x = 1.75m \end{cases}$

$M_z = -26.02 \frac{x^2}{2} + 43.49x$

c) Calcul du moment maximal M_z^{max} :

Après avoir résoudre l'équation Ty =0 on aura la valeur du moment max à **X= 1.67m**

et **Mmax = 36.34 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.

Le moment aux apuis :

$M_a = -0.3\ M_{max} = -0.3 \times 36.34 = -10.90 KN.m$

Le moment en travée :

$M_t = 0.85\ M_{max} = 0.85 \times 36.34 = 30.89\ KN.m.$

d) Diagramme des efforts internes

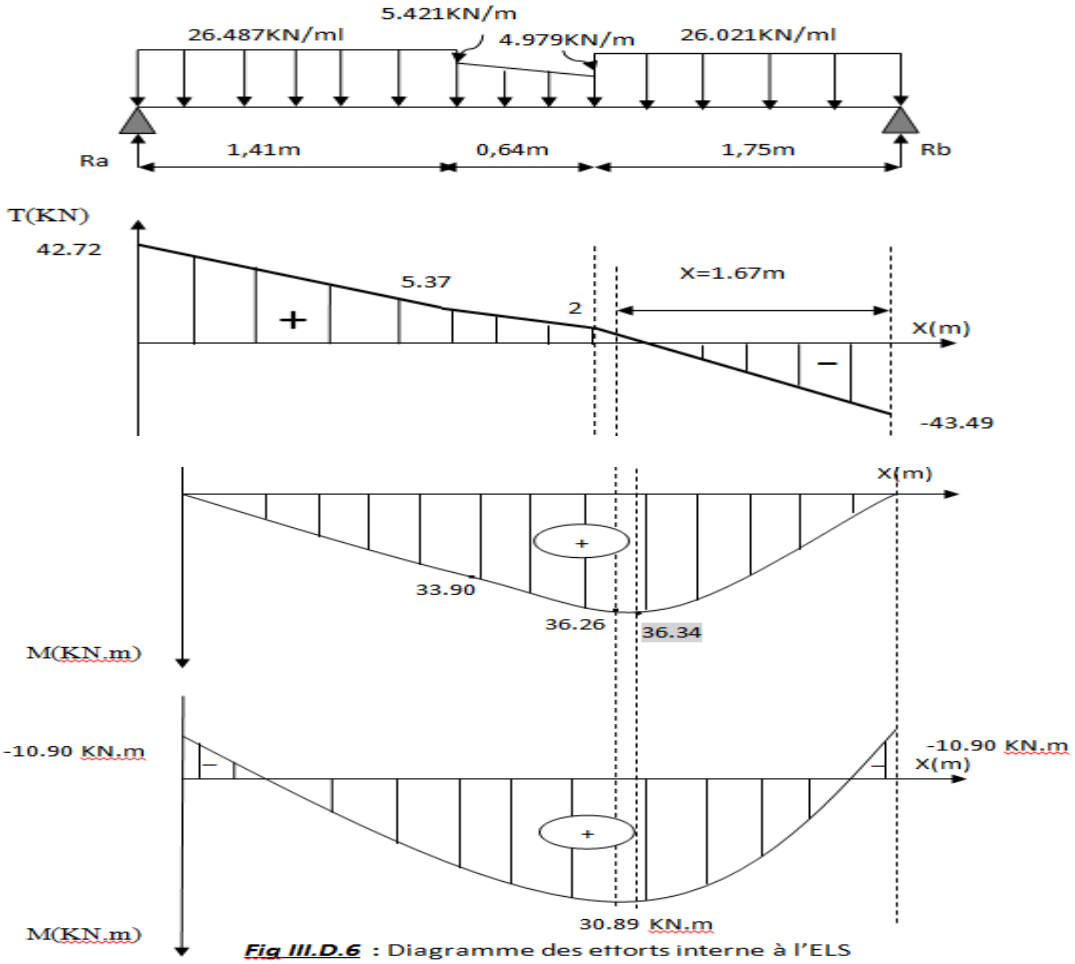


Fig III.D.6 : Diagramme des efforts interne à l'ELS

III.D.9) Vérification à l'ELS :

1) Vérification des contraintes dans le béton(Art A.4.5.2/BAEL 91)[2] :

La fissuration étant peu nuisible.

- **Vérification de la condition suivante:**

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = K\sigma_{st}}$$

avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$ et $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28} = 15\text{MPa}$

↳ **Aux appuis :**

Calcul de $\beta 1$ avec : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 32.5} = 0.350$

$\rho = 0.350 \Longrightarrow \beta_1 = 0.908 \Longrightarrow K_1 = 39.35 \Longrightarrow K = 1/K_1 = 0.025$

$$\sigma_{st} = \frac{(10.90) \times 10^3}{0.908 \times 32.5 \times 3.39} = 108.957\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.025 \times 108.957 = 2.72\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ ..... ***Condition vérifiée.***

- **En travées :**

Calcul de β_1

Calcul de $\beta 1$ avec : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 32.5} = 0.47$

$\rho = 0.47 \Longrightarrow \beta_1 = 0.896 \Longrightarrow K_1 = 33.08 \Longrightarrow K = 1/K_1 = 0.030$

$$\sigma_{st} = \frac{(30.39) \times 10^3}{0.896 \times 32.5 \times 4.62} = 225.89\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.030 \times 225.89 = 6.77\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ ..... ***Condition vérifiée***

2) vérification des contraintes dans les aciers :

On doit vérifier :

$$\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{st} = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$.

- **Aux appuis :**

$\sigma_{st} = 108.957\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348MPa$..... ***Condition vérifiée***

- **En travée:**

$\sigma_{st} = 225.89\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348MPa$..... ***Condition vérifiée.***

3) Etat limite de déformation (Vérification de la flèche) :

Les règles du **BAEL.91 (article B.5.6.1)[2],** précisent qu'on peut se disposer de vérifier l'ELS si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s^t}{10M_0}$$

- ✓ $\frac{h}{l} = \frac{35}{380} = 0{,}092 > \frac{1}{16} = 0{,}063$ . ..... ***Condition vérifiée.***
- ✓ $\frac{h}{l} = \frac{35}{380} = 0{,}092 > \frac{30.39}{10 \times 36.34} = 0{,}083$ ..... ***Condition vérifiée.***
- ✓ $\frac{3.39}{30x32.5} = 0{,}0034 < \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$ ..... ***Condition vérifiée.***

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion :

La poutre palière brisée sera ferraillée comme suite :

- ✓ En travée : 3HA14/ml avec un espacement : St = 20cm.
- ✓ aux appuis : 3HA12/ml avec un espacement : St = 20cm.

III.E.1) Définition et rôle de l'Acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Cet élément est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve ainsi au niveau de l'encastrement. L'acrotère est réalisé en béton armé et il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale non pondérée due à l'application de la main courante estimée à 1 [KN/ml] provoquant un moment de flexion. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée pour une bande de 1 [m].

III.E.2) Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

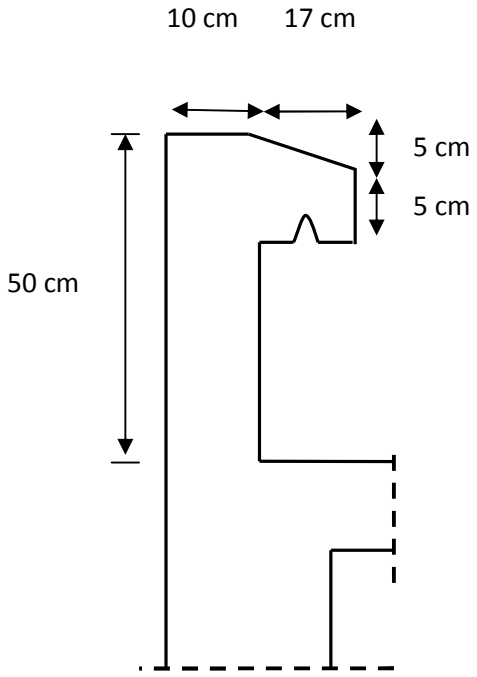


Fig.III-E-1 *: Coupe verticale de l'acrotère*

- La hauteur : h = 50 [cm]
- L'épaisseur : h_0 = 10 [cm]
- L'enrobage : c = c' = 2 [cm]
- La surface : 0,063 m²

III.E.3) Calcul de l'acrotère :

A) Chargement :

Poids propre de l'acrotère : G = ρ × S = 25× [(0.5× 0.1)+(0.05 ×0.17)+(0.05 ×0.17)/2]

G = 1.568KN/ml

- ρ : masse volumique de béton. (25KN/m^3)
- S : section transversale de l'acrotère.
- **Q :** Surcharge d'exploitation horizontale

  Q=1 KN/ml.

B) Calcul des Sollicitations :

- Effort normal du au poids propre : N = G × 1ml = 1.568 KN
- Effort tranchant : T = Q × 1ml = 1 KN
- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : M = Q × h × 1ml = 0.50 KN.m

Schémas statiques de calcul:

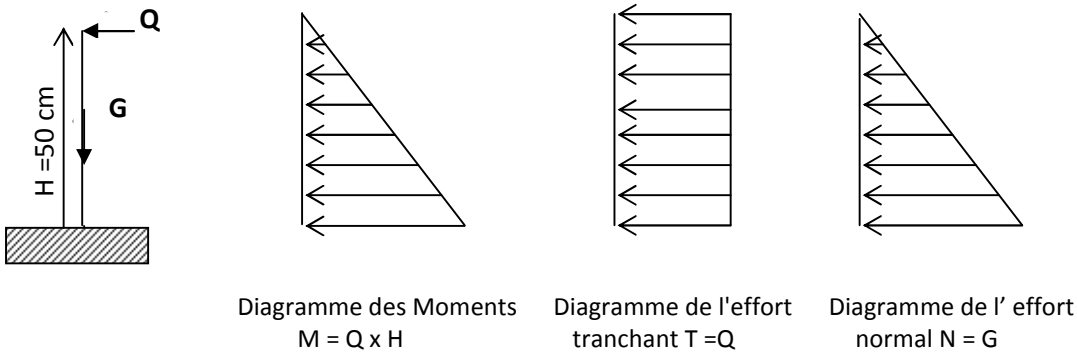


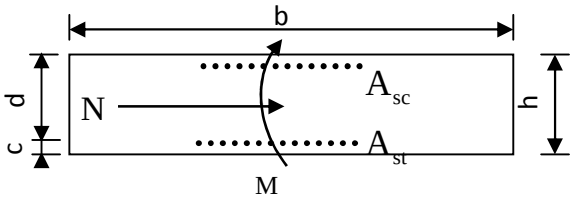
Figure III.E.2: Diagrammes des efforts internes (N, T et M)

C) Combinaisons de charges :

↳ **E L U Combinaison est : 1,35 G + 1,5 Q**

- Effort normal de compression : Nu = 1,35 x G = 1,35 x 1,568 = 2.12 KN
- Effort tranchant : Tu = 1,5 x T = 1,50 KN
- Moment de renversement : Mu = 1,5 x M = 1,5 x 0,50 = 0,75 KN.m

- **E L S Combinaison est : G + Q**
  - Effort normal de compression : Ns = G = 1.568 KN
  - Effort tranchant : Ts = T = 1 KN
  - Moment de renversement : Ms = M = 0,50 KN.m



III.E.4) Ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire (1ml) Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire (b x h) cm^2 soumise à la flexion composée.

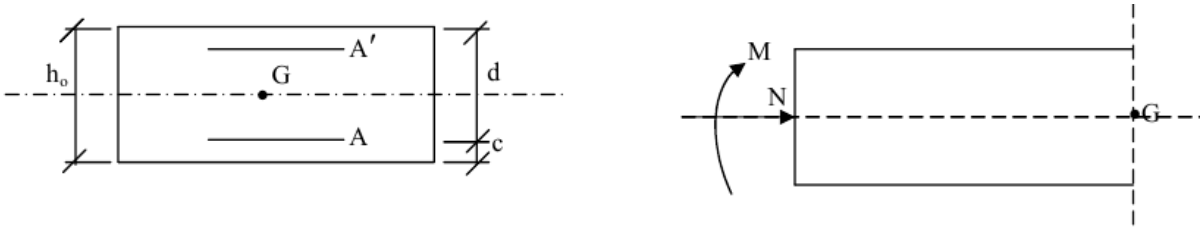


Fig III. E.3 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée

h : Épaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm.

c et c' : Enrobage 2 cm.

d = h - c : Hauteur utile.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2.12} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h_0}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}$$

$e_u \rangle a = \frac{h}{2} - C$ $\Longrightarrow$ On peut constater que le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, on sait que l'effort normal N est un effort de compression,

donc la section est ainsi partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f ensuite on se ramènera au calcul à la flexion composée.

- Calcul en flexion simple :

g = eu + h_0/2 - c = 0,35 + 0,10/2 - 0,02 = 0,38 [m]

- Moment fictif : par rapport aux aciers tendus.

Mf = Nu x g = 2.12 x 0,38 = 0.806 KN.m

- Moment réduit :

$$M_f = f_{bu}.b.d^2.\mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{0.806\times10^3}{14,2\times100\times(8)^2} = 0.008$$

μf = 0,008 < μR = 0,392

↳ La section est simplement armée (SSA)

μf = 0,008 ⇒ β = 0,996

- Les armatures fictives (flexion simple):

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st}.d.\beta_f} = \frac{0.806\times10^3}{348\times8\times0,996} \approx 0.30cm^2$$

A_{stf} = 0,30 [cm²]

- Les armatures réelles (flexion composée) :

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.30 - \frac{2.12\times10^3}{348\times10^2} \approx 0.24cm^2$$

A_{se}=0 (armature de montage)

III.E.5) Vérification à l'E.L.U :

- **Condition de non fragilité :**

Un élément est considérée comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_r \geq A_{min}$

$$A_{str} \geq A_{min} = 0{,}23.\frac{f_{t28}}{f_e}.\left[\frac{es - 0{,}455(d)}{es - 0{,}185(d)}\right].b.d$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.5}{1.568} = 0.32m = 32cm$$

f_{t28}= 0,6 + 0,06 f_{C28} =0,6+ 0,06 x 25 = 2,1 MPa

$$A_{min} = 0{,}23 \times \frac{2{,}1}{400} \times \left[\frac{32 - 0{,}455 \times (8)}{32 - 0{,}185 \times (8)}\right] \times 100 \times 8 = 0.90cm^2$$

Amin > Ast (calcul) ⟹ ***La condition n'est pas vérifiée***

- Le ferraillage se fera donc avec la section minimale
- Ast = Amin = 0,903 [cm²]
- Soit A_S = 4 HA8 =2.01cm²/ml avec un espacement S_t = 25cm.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0{,}503cm^2$$

Soit : **A_r = 4 HA8 = 2.01cm² /ml** Avec un espacement de **S_t =25cm.**

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.2.2 - BAEL.99) :**

La fissuration est préjudiciable, d'où :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ,\ 4\right\}[\text{MPa}]$$

Avec :

τ_u: contrainte de cisaillement

γ_b =1,5 ; (situation courante)

$$V_U = 1{,}5Q = 1{,}5 \times 1 = 1{,}5KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5\times10^3}{100\times10\times80} = 0{,}019MPA.$$

$$\overline{\tau_u} = min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} \Rightarrow \overline{\tau_u} = min\{2.5MPa;\ 4MPa\} \Rightarrow (\overline{\tau_u} = 2.5MPa)$$

Donc : τ_u = 0,019 MPa $\leq$ $\bar{\tau}_u$= 2.5 MPa ⟹ ***la condition est vérifiée***

- Dans ce cas, les armatures transversales ne sont pas nécessaires, parce qu'il n'y a pas de risque de cisaillement le béton seul peut reprendre cet effort.

Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art. A.6.1, 3 / BAEL99) :

On doit vérifier la condition :

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

Avec :

$$\begin{cases} \tau_{se} = \dfrac{T_u}{0.9d\sum U_i} \\ \overline{\tau_{se}} = \psi_s.f_{t28} \end{cases}$$

∑ ui : Somme des périmètres utiles des armatures $Ui = \sum n.\pi.\phi$

n : Le nombre de barres.

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs :

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

A.N :

- $\tau_{se} = \dfrac{1{,}5 \times 10^3}{0{,}9 \times 80 \times 10.05 \times 10} = 0{,}21 MPa$
- $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s . f_{t28}$=1,5 x 2,1= 3,15 MPa ; ($\Psi_s$ =**1,5**:Barres de haute adhérence)

D'où : τ_{se}= 0.21 MPa < $\overline{\tau_{se}}$ = 3,15 MPa

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ ⟹ ***La condition est vérifiée***, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Ancrage des barres (Art A.6.1.22 - BAEL.99) :

La longueur du scellement droit est donnée par :

Avec :

$$L_s = \frac{\phi . f_e}{4 . \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0{,}6 . \psi_s^2 . f_{t28} = 0{,}6 \times 1.5^2 \times 2{,}1 = 2{,}835 MPa$$

Danc : $L_s = \dfrac{0{,}8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 cm$

On adoptera : $L_s = 30\, cm$

- Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de 30cm et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

III.E.6) Vérification des contraintes à l'E.L.S. :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

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

A) Vérification de la contrainte dans l'acier :

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

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

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

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

Avec :

β : En fonction de ρ

$\eta = 1{,}6$: Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL).

On a : $\rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$

A.N : $\rho_1 = \frac{100 \times 2{,}01}{100 \times 8} = 0{,}251$ $\qquad \rho_1 = 0{,}251 \rightarrow \beta_1 = 0{,}919 \rightarrow \kappa_1 = 47.12$

$$\sigma_s = \frac{0.5 \times 10^6}{201 \times 0.919 \times 80} = 33.84 MPa$$

$\sigma_s = 33.84 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa$ ⟹ ***Condition vérifiée***

B) Vérification des contraintes dans le béton :

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = k\sigma_{st}$ $\boxed{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

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

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_S} = 33.84 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0{,}021$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = k\sigma_{st} = 0{,}021 \times 33.84 = 0{,}71 \text{ MPa}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 0.71$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$MPa ⟹ ***La condition vérifiée.***

III.E.7) Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques

suivant la formule suivante :

Fp = 4 × A× Cp × Wp (Art 6.2.3 - RPA99_version.2003)

F_p : Force horizontale pour les éléments non structuraux

A : coefficient d'accélération de zone.

(A = 0.15 en zone IIa - groupe d'usage 2B)

Wp : poids de l'acrotère (Wp = 1,568 [KN/ml])

Cp : facteur de force horizontal, pour un élément en console Cp = 0,8

On doit vérifiée la condition suivant : Fp < Q

$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.568 = 0.75$ KN/ml < Q = 1KN/ml ⟹ ***Condition vérifiée.***

Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (dû à la main courante) supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

- Suite aux différents calculs et vérifications effectués, l'acrotère sera ferraillé comme suite :
  - **Armatures principales :** 4HA8 avec un espacement de 25 [cm].
  - **Armatures de répartition** : 4HA8 avec un espacement de 25 [cm].

III.F) La poutre de chaînage :

Introduction :

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

III.F.1) Pré-dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

a) L'épaisseur :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$\frac{420}{15} < h < \frac{420}{10}$.....28 cm < h < 42cm.

On opte pour :

h =35 cm.

b)* la largeur *:

0.4h ≤ b ≤ 0.7h .....14cm ≤ b ≤ 24.5cm.

On opte pour: b=30cm.

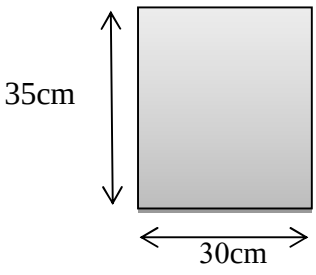
III.F.2) Vérification aux exigences du RPA (Art 7.5.1 RPA99/révisée 2003) :

$b = 30cm \geq 20cm$

$h_t = 35\ cm \geq 30cm$

$\frac{ht}{b} = 1.16 \leq 4$

} ***Condition vérifiée***



REMARQUE :

On remarque bien que les conditions imposées par le **RPA99 (modifie2003)** sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est (30x 35) cm².

III.F.3) Evaluation des charges et surcharges :

a)**Les charges permanentes:**

- ✓ Poids propre de la poutre : 0.35 x 0.30 x 25 = 2.625KN/ml
- ✓ Poids du mur (double cloison) : (3.06 -0.20) x 2.36 = 6.749KN/ml
- ✓ Poids du plancher : 5.28 x 0.65/2= 1.716KN/ml

Gt= 11.09 KN/ml.

b) **La surcharge d'exploitation:**

Q = 1,5 x 0.65/2=0.487KN/ml

Q = 0.487 KN/ml.

c) Combinaisons des charges :

- **ELU** :

qu=1,35G+ 1,5Q= 1.35x11.09+1.5x0.487 = 15.702KN/ml.

- **ELS:**

qs=G+ Q= 11.09+0.487 =11.577 KN/ml.

III.F.4) Etude de la poutre de chainage à l'ELU :

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

a)Calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi- encastrements aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

En travées :

$$M = \frac{qu.l^2}{8} = = \frac{15.702x4.2^2}{8} = 34.62 \text{ KN.m.}$$

Donc on a :

Mt= 0.85 x 34.62 =29.427 KN.m.

Mt = 29.427 KN.m.

Aux appuis :

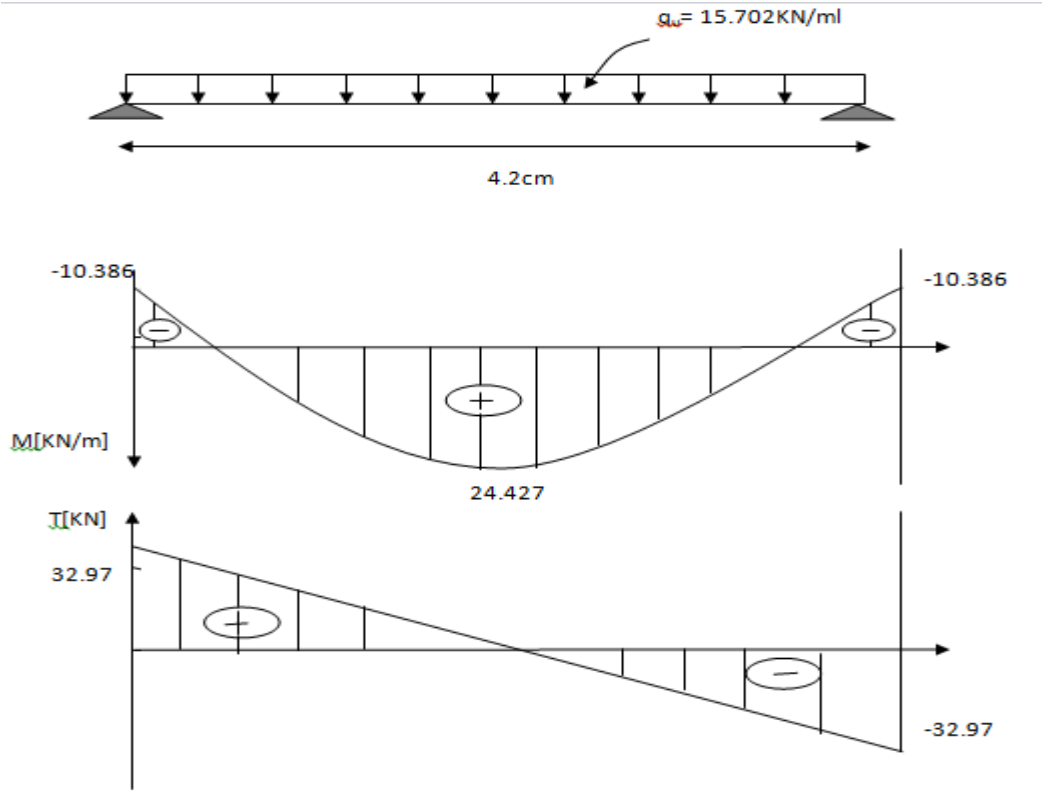
Ma= -0.3 x 34.62= -10.386kN.m

Ma = -10.386 KN.m.

c)**Les réactions d'appuis :**

$$Ra = Rb = \frac{qu\ .l}{2} = \frac{15.702x4.2}{2} = 32.97 \text{ KN.m}$$

c) Diagramme du moment et de l'effort à l'ELU:



FigIII.E.1 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELU

III.F.5) Ferraillage :

- **En travées :**

$$\mu = \frac{Mt}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{29.427x10^3}{30x32.5^2\ x14.2} = 0.065$$

$\mu < \mu_{l=0.392}$ ……***la section est simplement armée***.

$\mu = 0.065 \longrightarrow \beta = 0.966$

$$A=\frac{Mt}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{29.427x10^3}{0.966x32.5x348} = 2.69\ cm^2$$

Choix des armatures :

On prendra : **3 HA12= 3.39 cm²**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{10.386x10^3}{30x32.5^2\ x14.2} = 0.023$$

$\mu < \mu_{l=0.392}$ .....***la section est simplement armée.***

$\mu = 0.065 \longrightarrow$ β= 0.988

$$A=\frac{Ma}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{10.386x10^3}{0.988x32.5x348} = 0.929cm2$$

Choix des armatures :

On prendra : **3 HA10= 2.37 cm²**

III.F.6) Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité *:***

Amin =$0.23x\frac{f_{t28}}{f_e}$x b x d

Amin =$0.23x\frac{2.1}{400}$ x 30x 32.5 = 1.177cm2

- ✓ **Aux appuis** : **Aa= 2.37 cm²** >Amin =1.177 cm².....***Condition vérifiée.***
- ✓ **En travée : At = 3.39 cm²** >Amin =1.177 cm².....***Condition vérifiée.***

b) **Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 211BAEL91/révisée99) :**

Il faut vérifier que :$\tau u > \tau = \min\left\{\frac{0.15}{\gamma b}f_{c28}, 5MPa\right\} = 2.5$ MPa.

$$\tau u = \frac{Tu}{b.d} = \frac{32.97x10^3}{300x325} = 0.338 \text{ MPa}$$

$\tau u = 0.338MPa > \tau u = 2.5\ MPa$.....***Condition vérifiée.***

- **Pas de risque de cisaillement.**

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **dans le béton (Art A.5.1.313 BAEL91/révisée99) :**

Tu < 0.4 x b x 0.9 x d x $\frac{f_{c28}}{\gamma b}$

Tu = 32.97KN < 0.4 x 30 x 0.9 x 32.5 x $\frac{2.5}{1.5}$ = 585 KN. ..... ***Condition vérifiée***

- **Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321*)***

Aa = 2.37 cm² $\geq \frac{1.15}{f_e}$ **(Tu +** $\frac{Mu}{0.9\,d}$ **)**

$\frac{1.15}{f_e}$ (Tu + $\frac{Mu}{0.9\,d}$) = $\frac{1.15}{400}$ (32.97+ $\frac{-10.386}{0.9\,x0.325}$) = -0.0072cm^2

Aa = 2.37 cm^2 ≥ -0.0072cm2 ……**Condition vérifiée.**

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

d) Vérification à l'entraînement des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 3) :

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9\,d\,\sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$ **Avec :** $\tau_{se} = \Psi s\, f_{t28}$ **= 1.5 x 2.1 = 3.15MPa.**

Ψs : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$\sum U_i = n.\pi.\Phi = 3x3.14x12 = 113.04mm$

$\tau_{se} = \frac{32.97x10^3}{0.9\,x325x113.04}$ =0.997MPa

$\tau_{se} = 0.997MPa \leq \overline{\tau_{se}}$ **= 3.14 MP**……**Condition vérifiée.**

Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

e) Calcul des ancrages des barres (Art A.6.1, 221 BAEL91/révisée99) :

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour fc28= 25 MPa, la longueur de scellement droite ls est égale à :

L_s=35Ø = 35x1.2 = 42cm

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

$Lc = 0{,}4\times42 = 16.8cm$

Soit : Ls= 16.8 cm

f)**Calcul des armatures transversales (Art A.7.2, 2 BAEL91/révisée99) :**

$\emptyset t \leq min\left\{\frac{ht}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1\right\}$

$\emptyset t \leq min\left\{\frac{35}{35} = 1; \frac{30}{10} = 3; 1.2\right\}$ =1 cm.

On prend le diamètre :

$\emptyset t =$ **8mm**

On adopte comme armature transversale un cadre et un étrier, donc :

At= 4 HA8= 2.01cm²

f) Espacement d'un cadre :(A.5.1, 22 BAEL91/révisée99):

L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la conditions suivant :

St < min (0.9d; 40 cm) = min (29.25cm; 40 cm) = 29.25cm.

Soit : St ≤ 25.2cm ⟶ St = 20cm.

g) Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 /modifiée 99 Art. A.5.1, 22) :

« Si on désigne par At la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité fe la quantité $\frac{At\ fe}{b_0 S_t}$ doit être au moins égale à 0.4 MPa (ou N/mm²) ». D'où :

$\frac{At\ fe}{b_0 S_t}$ > 0.4 MPa $\Rightarrow \frac{339x400}{300x200}$ = 2.26MPa>40 MPa……***condition vérifiée***

h) Armature transversale (Exigence du RPA 99 version 2003 (Art7.5.2.2):

La quantité d'armature transversale minimales est données par :

- **Aux appuis :**

$St \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\emptyset t\right)$=min (17.5; 9.6) =9.6cm.

Soit : **St=9cm**.

i) Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 /modifiée 99 Art. A.5.1, 22)

Aadopté > Amin = 0.003 . St .b

Amin = 0.003x20x30= 1.8 cm.

D'où : $A_{adopté}$ = 3.39 cm2 > Amin = 1.8cm2 …… La Condition est vérifiée.

III.F.7) Etat limite de service (ELS) :

A)Calcul à l'ELS :

qs=11.577KN/m

a)Calcul des efforts :

- **Calcul des réactions d'appuis :**

$R_A=R_B$ = qs $\frac{l}{2}$ = 11.577x$\frac{4.2}{2}$ =24.31KN.

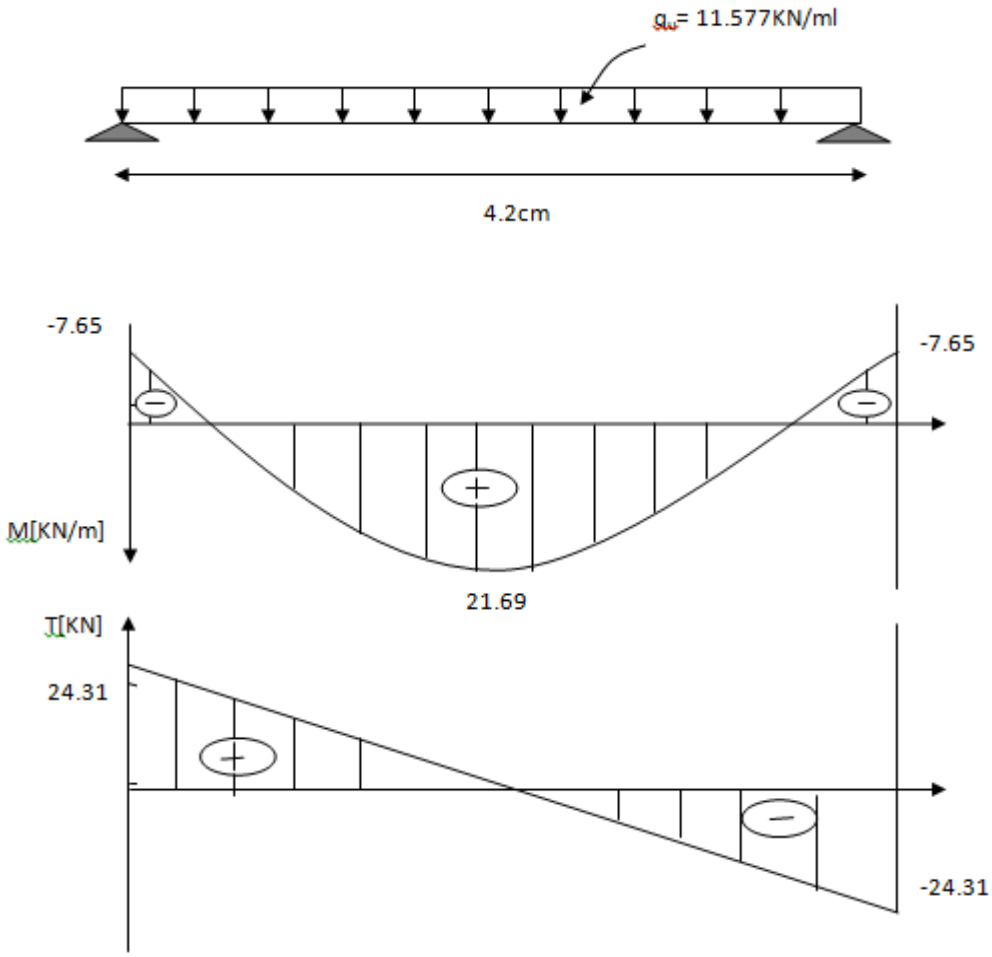
- **Moment isostatique** :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{11.577 \times 4.2^2}{8} = 25.52KN.m$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- **Aux appuis:** Ma =-0,3x25.52= -7.65KN.m
- **En travée**: Mt =0,85x25.52= 21.69KN.m

b) Diagramme du moment et de l'effort à l'ELS:



FigIII.E.2 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELS

a) Calcul des contraintes dans le béton et l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

On doit avoir : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa}$

- **aux appuis (zone nodale):**

M_a = -7.65KN.m

A_a = 2.37cm^2

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100\times2.37}{100\times27.5} = 0{,}086 \longrightarrow \beta_1 = 0{,}950\ ;\ K_1 = 85$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s.\beta.d} = \frac{7.65\times10^6}{237\times0.950\times275} = 123.55\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{123.55}{85} = 1.45MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$ .....***condition est vérifiée***

- **En travée (zone courante):**

M_t = 21.69KN.m

A_t= 3.39cm^2

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100\times3.39}{100\times27.5} = 0{,}123 \longrightarrow \beta_1 = 0{,}942;\ K_1 = 71.21$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s.\beta.d} = \frac{21.69\times10^6}{339\times0.942\times275} = 246.98\text{MPa}$$

$$\Rightarrow\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{246.98}{71.21} = 3.46MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$ ..... ***Condition vérifiée***

b) Etat limite d'ouverture des fissurations [Art A.4.5, 32 BAEL91/révisée99] :

La fissuration est peu nuisible. Donc,aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification de la flèche :

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : la hauteur de la poutre

  L : longueur max entre nus d'appuis.

✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$ M_t : moment max en travée.

M_0 : valeur maximum de moment en travée

✓ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe}$ A : section des armatures

b : longueur de la section

d : hauteur utile de la section droite

$\frac{h}{L} = \frac{35}{420} = 0{,}083 > \frac{1}{16} = 0{,}0625$ ..... ***Condition vérifiée***

$\frac{h}{L} = 0{,}083 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{21.69}{10\times25.52} = 0{,}085$ ..... ***Condition non vérifiée***

$\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{3.39}{100\times} = 0{,}0012 < \frac{3.39}{400} = 0{,}0084$ ..... ***Condition vérifiée***

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

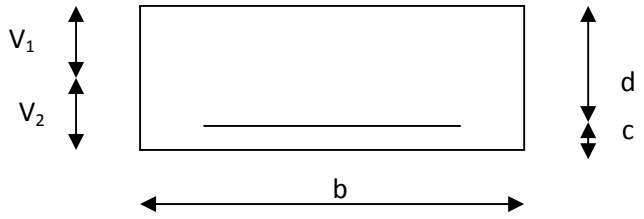


Fig.III.F.3 section droite des escaliers

d) Calcul de la flèche (BAEL 91/modifiée 99 Art B.6.5,2)[2] :

$$f = \frac{M_s \times l^2}{10.E_v.I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$f_v = \frac{M_s \times l^2}{10.E_v.I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4\text{mm}$

$f_i = \frac{M_s \times l^2}{10.E_i.I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4\text{ mm}$

Avec :

- **Ms** : Moment fléchissant maximal à l'ELS
- **Ev** : Module de déformation différé. (Ev=$3700\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 10818,86 MPa).
- **Ei** : Module de déformation instantanée (Ei= $11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 32164.2 MPa).
- **Ifv, Ifi** : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée tel que :

$I_{fv} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda v\mu}$ et $I_{fi} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda i\mu}$

✓ **La surface de la section homogénéisée :**

$B_0 = b \times h + 15\ A_t$

$B_0 = B + (n.A) = b.h+(n.A) = 30 \times 25+15 \times 3.39 = 1100.85cm^2$

✓ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx**

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t.d$$

$$S_{ix'x} = \frac{30\times35^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 27.5$$

$$S_{ix'x} = 19773.37cm^3$$

✓ **Position du centre de gravité :**

$V_1 = \frac{Six'x}{B0} = \frac{19773.37}{1100.85} = 17.96cm$

$V_2 = h - V_1 = 35 - 17.96 = 17.04cm$

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 = \frac{30}{3}(17.04^3 + 17.96^3) + 15 \times 3.39(17.04 - 2.5)^2$$

$$I_0 = 118159.96cm^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

- $\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{3.39}{30x27.5} = 0.004$
- $\lambda i = \frac{0.02f_{t28}}{\left(2+\frac{3b0}{b}\right).\rho} = \frac{0.02X2.1}{0.004X\left(2+\frac{3X30}{30}\right)} = 2.1$
- $\lambda v = \frac{2}{5}\lambda i = \frac{2}{5}x\ 2.1 = 0.84$
- $\mu = 1 - \frac{1.75ft28}{4\ \rho\sigma s+ft28} = 1 - \frac{1.75X2.1}{4x0.004x246.98+2.1} = 0.39$

✓ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_{fv} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda v\ \mu} = 1.1x\ \frac{118159.96}{1+0.84x0.39} = 97902.94cm^2$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda i\ \ \mu} = 1.1x\ \frac{118159.96}{1+2.1x0.39} = 71454.62\text{cm}^4$$

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_s \times l^2}{10.E.I_f}$$

$$f_v = \frac{21.69X\ 1000\times420^2}{10X.10818{,}86x97902.94} = 0.36cm = 3.6mm < \bar{f} = 8.9\text{mm} \rightarrow$$ ***La flèche est vérifiée***

$$f_i = \frac{21.69X1000X420^2}{10X32164.2X71454.62} = 0.16cm = 1.6mm < \bar{f} = 8.9\text{mm} \rightarrow$$ ***La flèche est vérifiée***

III.G) Les consoles (Balcons) :

Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

III.G.1) dimensionnement du balcon

Pour les dalles pleines reposant sur 03 ou 04 appuis leurs épaisseur est déterminée comme suit :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

Donc :

$$\frac{250}{50} \leq e_p \leq \frac{250}{40}$$

$5\ cm \leq e_p \leq 7cm$, on prend : $e_p = 20\text{cm}$

L'épaisseur minimal des dalle plein selon RPA est 15 cm.

III.G.2) Détermination des charges :

❖ **Charge permanente :**

La charge de la dalle pleine : G = (5.33KN/m^2)×1m =5.33KN/ml

Poids propre du garde corps de 1m de hauteur : g = 1.78KN.

❖ **Charges d'exploitations :**

Surcharge: Q= (3.5KN/m^2)× 1m =3 .5KN/ml

III.G.3) Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

La console est calculée en flexion simple avec une bande de **1m** de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement

Le balcon sera calculé en flexion simple.

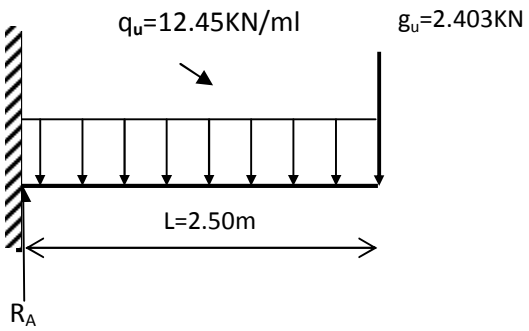


Fig.III.G 1 : Schéma statique de calcul à l'ELU

a) Calcul des efforts internes

❖ **Combinaison de charge :**

$q_u = 1.35\times5.33+1.5\times 3.5 = 12.45$ KN/ml

$g_u = 1.35\times 1.78 = 2.403$ KN

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l = \frac{12{,}45 \times 2.5^2}{2} + 2{,}404 \times 2.5 = 44.90 KN.m$$

M_u = 44.90 KN.m.

❖ **Calcul de l'effort tranchant :**

$T_u = q_u .l + g_u = 12.45 \times 2.5 + 2.403 = 33.528$ KN.

T_u = 33.528 KN.

III.G.4) Ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

La hauteur : **d =17.5cm**

a) Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44.90 \times 10^6}{1000 \times 175^2 \times 14.2} = 0.103 \leq 0.392 \quad \text{S.S.A } (A_{sc} = 0 \text{ cm}^2)$$

$\mu_u = 0.103 \Longrightarrow \beta = 0.945$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{44.9 \times 10^6}{0.945 \times 175 \times 348} = 780.18 mm^2 = 7.8 cm^2$$

Soit : 7HA14 = 10.77cm^2,

avec un espacement de **St =14cm**

b) Armatures de répartition :

$$\mathbf{A_r} = \frac{A_s}{4} = \frac{10.77}{4} = 2.69 cm^2$$

Soit 4HA10= 3.14 cm^2, avec un espacement de 25 cm.

III.G.5) Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).

$$A_{min}= \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 \times 0.06\, f_{c28} = 2{,}1MPa$

Donc : $A_{min} = 0.23 \times 100 \times 17.5 \times \frac{2.1}{400} = 2.11\ cm^2$

$A_s = 10.77cm^2 > A_{min} = 2.11\ cm^2$ ..... ***La condition est vérifiée.***

b) Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable.

$$\tau u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

avec : **γ_b = 1.5 .**

τu : *contrainte de cisaillement*

T_u = 33.528KN

$\tau_u = \frac{33.528 \times 10^3}{1000 \times 175}$ = 0.191MPa

$\bar{\tau}_u = \min\left\{\left(\frac{0.15}{1.5} \times 25\right),\ 4\right\} = \min\{2.5,\ 4\} = 2.5$ MPa

$\tau_u = 0.191MPa < \bar{\tau}_u = 2.5$ MPa..... ***La condition est vérifiée***

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification d'adhérence des barres: (BAEL99/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

avec : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i}$

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

$\sum U_i = 7 \times \pi \times \emptyset = 7 \times 3.14 \times 14 = 307.72$ mm.

$\tau_{se} = \frac{33.528 \times 10^3}{0.9 \times 175 \times 307.72} = 0.691$MPa.

$\bar{\tau}_{se} = = \psi_s . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$MPa ($\psi_s = 1.5$: Barres de haute adhérence).

$\tau_{se} = 0.691$MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$MPa ..... ***La condition est vérifiée.***

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

d) Longueur de scellement droit :(BAEL 99/Art A.6.1, 221)

- **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

tel que : τ_{se}=0.6× ψ_s^2 ×f_{tj}=0.6× $(1.5)^2$ ×2.1=2.835 MPa

l_s=$\frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835}$ = 49.382 cm

On prend : **l_s= 50cm**

Le **BAEL 99/ (A.6.1,221)** propose :

$$l_s = \begin{cases} 40\varphi \text{ pour un HA feE400} \\ 50\varphi \text{ pour un HA feE500 ou un rond lisse} \end{cases}$$

l_s = 40 Ø = 40 × 1,4 = 56cm

Alors :

l_s = 56cm

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL99 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

L_C = 0,4 × l_s pour les barres HA (f_e400 ou f_e500) **(art A.6.1.253 BAEL 99).**

Soit la longueur hors du crochet égal a : l_r = 0,4 × 56= 22.4cm.

On prend : l_C= 23 cm

- **Armatures transversales** :

$$\mathbf{l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}}$$

tel que : τ_{su} = 0.6 Ψ_S^2 f_{tj} = 0.6× $(1.5)^2$ ×2.1=2.835 MPa

l_s= $\frac{10 \times 400}{4 \times 2.835}$ =352.73 mm=35.273cm

On prend : **l_s= 40 cm**

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL 99 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$l_c = 0.4 \times 40 = 16$ cm

***e)* Espacement des barres :**

- **Armatures longitudinales :**

$S_t \leq \min(4h; 33cm) = \min(4 \times 25; 33cm) = 33cm$

$S_t = 20cm \leq 33cm$ ..... ***La condition est vérifiée*.**

- **Armatures transversals:**

$S_t \leq \min(4h; 33cm) = \min(4 \times 25; 45cm) = 45cm$

$S_t = 25cm \leq 45$ cm..... ***La condition est vérifiée*.**

III.G.6) Calcul à l'état limite service (ELS) :

a)Calcul des efforts internes

❖ **Combinaison de charge :**

$q_s = (5.33+3.5)x1m = 8.83$ KN/ml

$g_S = 1.78 = 1.78$ KN

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_S = \frac{q_S l^2}{2} + g_S \times l = \frac{8.83 \times 2.50^2}{2} + 1.78 \times 2.50 = 32.04 KN.m$$

M_s = 32.04 KN.m.

❖ **Calcul de l'effort tranchant :**

$T_s = q_s .l + g_s = 8.83x2.50 + 1.78 = 23.855$ KN.

T_s = 23.855 KN.

III.G.7) Vérification à l'ELS:

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des Fissurations préjudiciable ***n= 1.6***

a) Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures (A.4.5,32/BAEL 99)

Nous devons s'assurer que :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \text{Min}\left\{\frac{2}{3} f_e; \text{Max}\left(0{,}5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}$$

Avec :

η = 1,6 : coefficient de fissuration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \text{Min}\left\{\frac{2}{3} \times 400; \text{Max}\left(0{,}5 \times 400; 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right)\right\}$$

$$= \text{Min}\{266{,}66; \text{Max}(200; 201{,}63)\}$$

On prend :

$$\overline{\sigma}_{st} = \mathbf{201{,}63MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 10.77}{100 \times 17.5} = 0.615$

ρ =0.615→ $\{\beta_1 = 0.884,\ k_1 = 28.10\}$

Alors :

$$\sigma_{st} = \frac{32.04 \times 10^6}{0{,}884 \times 175 \times 10.77 \times 10^2} = 192.3\text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 192.30MPa \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63MPa$ ⟶ **La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.**

b) **Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 99)**

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

- **Contraintes dans le béton :**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1} = \frac{192.3}{28.10} = 6.84$ MPa < 15MPa ……*Condition vérifiée*

c)Etat limite de déformation : (Art B.6.8.424/BAEL99)

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n y a pas lieu de vérifier la flèche:

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{250} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \longrightarrow$ ***Condition vérifiée.***

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}.\frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{20}{250} = 0{,}08 \leq \frac{1}{10}.\frac{32.04}{32.04} = 0{,}1 \longrightarrow$ ***Condition non vérifiée.***

$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$ $\frac{10.77}{100 \times 17.5} = 0{,}006 \leq \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \longrightarrow$ ***Condition vérifiée.***

D'où

On a une condition non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

a) Calcul de la flèche (BAEL 91/modifiée 99 Art B.6.5,2)

$$f = \frac{M_s \times l^2}{10.E_v.I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$f_v = \frac{M_s \times l^2}{10.E_v.I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{250}{500} = 0.5\text{ cm} = 5\text{ mm}$

$f_i = \frac{M_s \times l^2}{10.E_i.I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{250}{500} = 0.5\text{ cm} = 5\text{ mm}$

Avec :

Ms : Moment fléchissant maximal à l'ELS

Ev : Module de déformation différé. (Ev=$3700\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 10818,86 MPa).

Ei : Module de déformation instantanée (Ei= $11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 32164.2 MPa).

Ifv, Ifi : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée tel que :

$I_{fv} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda v\mu}$ et $I_{fi} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda i\mu}$

✓ **La surface de la section homogénéisée :**

$B_0 = b \times h + 15\ A_t$

B0= B + (n.A)= b.h+(n.A)= 100 x 20+15 x 10.77 = 2161.55cm²

✓ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx**

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t.d$$

$$S_{ix'x} = \frac{100\times20^2}{2} + 15 \times 10.77 \times 17.5$$

$$S_{ix'x} = 22827.125\text{cm}^3$$

✓ **Position du centre de gravité :**

$V_1=\frac{Six'x}{B0} = \frac{22827.125}{2161.55} = 10.55\text{cm}$

V_2= h-V_1=20-10.55=9.45cm

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 = \frac{100}{3}(10.55^3 + 9.45^3) + 15 \times 10.77(9.45 - 2.5)^2$$

$$I_0 = 75074.94\ \text{cm}^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

- $\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{10.77}{100x17.5} = 0.006$
- $\lambda i = \frac{0.02f_{t28}}{(2+\frac{3b0}{b}).\rho} = \frac{0.02X2.1}{0.006\ X\ (2+\frac{3X100}{100})} = 1.4$
- $\lambda v = \frac{2}{5}\lambda i = \frac{2}{5}x\ 1.4 = 0.56$
- $\mu = 1 - \frac{1.75ft28}{4\ \rho\sigma s+ft28} = 1 - \frac{1.75X2.1}{4x0.006x192.3+2.1} = 0.687$

✓ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_{fv} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda v\ \mu} = 1.1x\ \frac{75074.94}{1+0.56x0.687} = 54216.69\ cm4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I0}{1+\lambda i\ \ \mu} = 1.1x\ \frac{75074.94}{1+1.4x0.687} = 38268.40\ cm^4$$

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_S \times l^2}{10.E.I_f}$$

$$f_v = \frac{32.04X\ 1000\times250^2}{10\ x\ 10818{,}86x\ 54216.69} = 0.34\ cm = 3.4\ mm < \bar{f} = 5\ mm \quad \rightarrow \textbf{\textit{La flèche est vérifiée}}$$

$$f_i = \frac{32.04\ x1000\times250^2}{10\ x32164.2\ x\ 38268.40} = 0.16\ cm = 1.6\ mm < \bar{f} = 5mm \rightarrow \textbf{\textit{La flèche est vérifiée}}$$

Conclusion: le ferraillage des balcons sera comme suite :

- Armatures principales :

  7 HA14 = 10.77 cm^2

- Les armatures de répartition :

  4 HA10= 3.14 cm^2

III.H) Calcule de la salle machine

Introduction :

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

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

III.H.1) Définition de l'ascenseur :

L'ascenseur est composé de trois parties essentielles

- Treuil de levage et sa polie
- La cabine
- Le contre poids

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur en béton armé, de vitesse d'entrainement de v =1m/s, dont la surface de la cabine est de (1 ,75× 1,75) m^2

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 8 tonnes (80KN), repartie sur une surface de (0,8 × 0,8) m^2 transmise par le système de l'ascenseur.

L'étude se fera a l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent les coefficients permettant de calculer les moments.

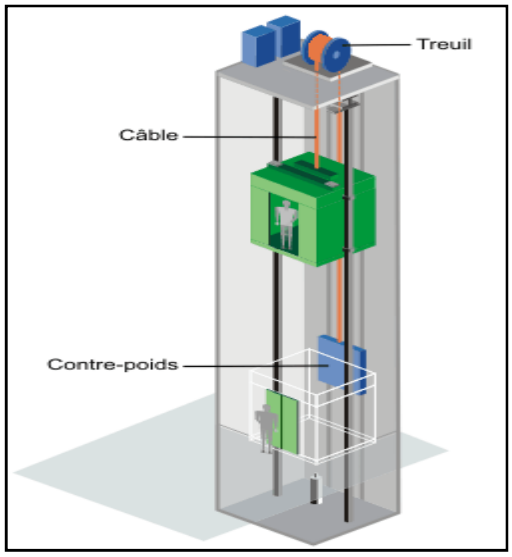


***Fig. III.H*.1 :** Schéma de l'ascenseur

III.H.2) Calcul de la dalle pleine

Hypothèses

- La dalle est coulée sur place.
- La machine est centrée au milieu.
- Pour le calcul de cette dalle, on utilisera les abaques de PIGEAUD.

a)Pré dimensionnement :

La dalle n'est pas continue :

Lx = 175 cm ; **Ly** = 175cm.

$\Rightarrow$S = 306.25 cm²

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{175}{175} = 1$

$0.4 \leq \rho = 1 \leq 1$ ⟹ Dalle travail dans les deux sens.

↳ **épaisseur de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{175}{30} = 5{,}83\text{cm}$

Le RPA 2003 exige une hauteur ht ≥ 12cm ; on adopte une hauteur : **h_t=15cm.**

III.H.3) Détermination des sollicitations :

Rectangle impacte : (Pratique du BAEL 99)

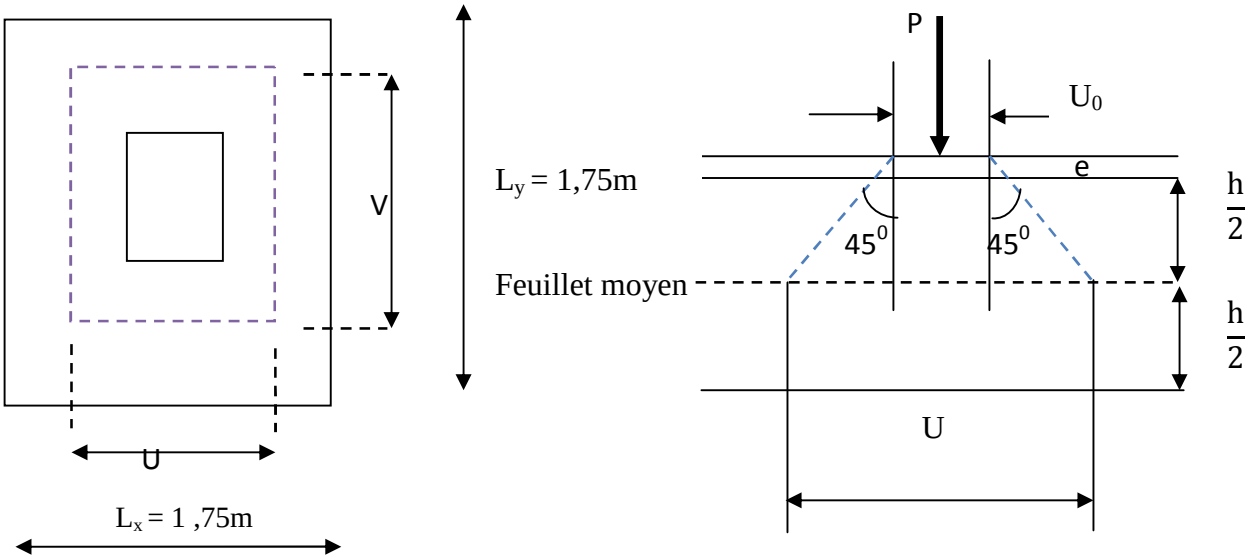


Fig.III.H.2 : schéma statique de la salle machine.

On a:

$U = U_{\circ} + 2\xi e_{\circ} + ht$

$V = V_{\circ} + 2\xi e_{\circ} + ht$

Avec :

ξ=1 car le revêtement est en béton.

e_0 = 5cm étant l'épaisseur du revêtement.

ht = 15cm épaisseur de la dalle.

U0 =V0 =80 cm : Surface de contact.

D'où :

U = 80 + 2×1×5 + 15 = 105cm

V = 80 + 2×1×5 + 15 = 105cm

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{1,75} = 1$$ **(Pratique du BAEL 99, p. 384)**

0.4≤ ρ = 1 ≤ 1 Le panneau travail dans les 2 sens.

III.H.4) Calcul des moments au centre du panneau

Les moments au milieu du panneau pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite et la grande portée sont respectivement :

$$\begin{cases} M_x = P\,(M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P\,(\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$ **(Pratique du BAEL 99, p. 385)**

- M_x,M_y : moment au milieu du panneau dans les sens x-x et y-y, due à la charge P.
- M_1,M_2: coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$ dans les tables de PIGEAUD :

ν : coefficient de poisson ; $\begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

III.H.5) Calcul à l'ELU :

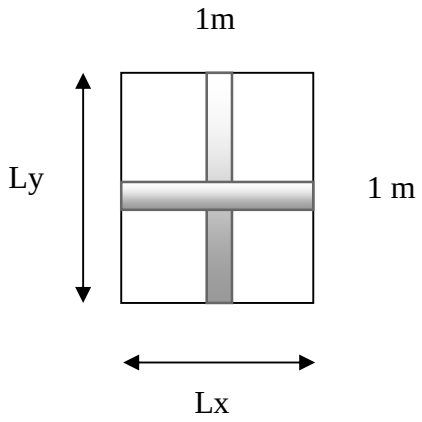


Fig.III.H.3 la section à étudier pour le ferraillage

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de (U/lx ;V/ly ;ρ) à partir des abaques de PIGEAUD.

ρ =1.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{175} = 0{,}6 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{175} = 0{,}6$$

À partir des abaques de PIGEAUD après une interpolation on aura :

M1 = 0.076 et M2 = 0.076.

$M_1^x = P\,(M_1 + \nu M_2)$ et $M_1^y = P\,(\nu M_1 + M_2)$

Donc :

- **A l'ELU ϑ= 0**

  Mx^U= 1.35.P(M1)= 1.35x100x0.076= 10.26 kN.m.

  My^U= 1.35.P (M2) = 1.35x100x0.076= 10.26 kN.m.

- **À l'ELS ϑ= 0.2**

  Mx^S= P. (M_1 + 0.2M_2) =100x (0.076 + 0.2x0.076) =9,12kN.m.

  My^S= P. (M_2 + 0.2M_1) =100x (0.076+ 0.2x0.076) = 9,12KN.m.

a)Moments dues au poids propre de la dalle pleine :

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} \text{Sens } l_x \text{ (Petite portée)} : M_0^x = \mu_x\, q_u\, L_x^2 \\ \text{Sens } l_y \text{ (Grande portée)} : M_0^y = \mu_y\, M_0^x \end{cases}$$ **(Pratique du BAEL 99, p. 385)**

En utilisant les tables BAEL (Annexe 3), on tire les coefficients μ_x et μ_y en fonction du

Rapport ρ. Donc :

✓ Pour $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{1,75} = 1$

- **A l'ELU :** $\mu_x = 0,0368$; $\mu_y = 1$
- **A l'ELS :** $\mu_x = 0,0442$; $\mu_y = 1$

- Poids propre de la dalle pleine : G = (25 x 0.15 + 22 x 0.05) x1 = 4.85 KN/ml
- Surcharge d'exploitation : Q = 1 KN/ml

- **A l'ELU :**

$M_x^{U'} = \mu_x.p.l_x^2 = 0.0368x\ (1.35x4.85 + 1.5x1)\ x1.75^2 = 0,907kN.m.$

$M_y^{U'} = \mu_y.M_{ox} = 1x0,907 = 0.907kN.m.$

- **A l'ELS :**

$M_x^{S'} = \mu_x.p.l_x^2 = 0.0442x\ (4.85 + 1)\ x1.75^2 = 0.792kN.m.$
$M_y^{S'} = \mu_y.M_{ox} = 1x0.792 = 0.792kN.m.$

b)Superposition des moments :

- **À l'ELU**

$Mx = MxU + MxU' = 10.26 + 0.907 = 11,167kN.m.$

$M_y = M_yU + M_yU' = 10.26 + 0.907 = 11.167kN.m.$

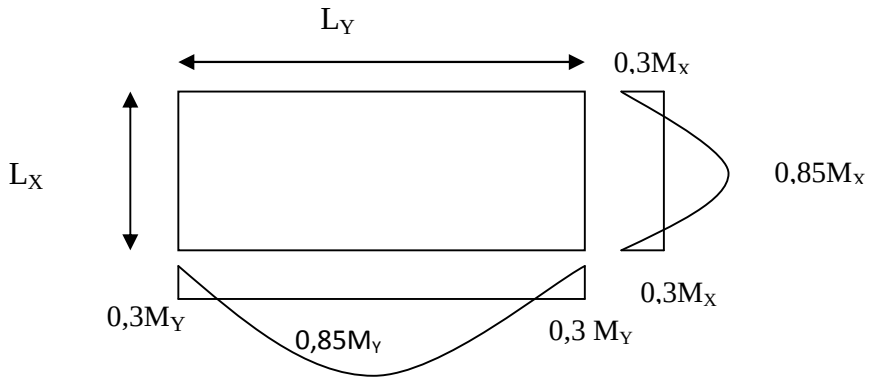
- **À l'ELS**

$Mx = MxS + MxS' = 9.12 + 0.792 = 9,912kN.m.$

$My = MyS + MyS' = 9.12 + 0.792 = 9,912kN.m.$

Pour tenir compte du semi-encastrement sur les appuis en considère le panneau comme un panneau appuyé sur 4 cotes, on réduisant les moments calculés (sur appuis et en travée) [15% en travée ,70% en appuis] :

- **moments en travées:** $0.85M_x$, $0.85M_y$.
- **moments aux appuis**: $0.3M_x$ $0.3M_y$



Correction des moments ELU

- **A l'ELU :**

  - ✓ Sens x-x :

    - En travées : $M_t^x = 0,85 \times 11.167 = 9.492KN.m$
    - Aux appuis :$M_a^x = -0,3 \times 11.167 = -3.350KN.m$

  - ✓ Sens y-y :

    - En travées: $M_t^y = 0,85 \times 11,167 = 9.492KN.m$
    - Aux appuis: $M_a^y = -0,30 \times 11.167 = -3.350KN.m$

- **A l'ELS :**

  - ✓ Sens x-x :

    - En travées : $M_t^x = 0,85 \times 9.912 = 8.425KN.m$
    - Aux appuis :$M_a^x = -0,3 \times 9.912 = -2.973KN.m$

  - ✓ Sens y-y :

    - En travées: $M_t^y = 0,85 \times 9.912 = 8.425KN.m$
    - Aux appuis: $M_a^y = -0,30 \times 9.912 = -2.973KN.m$

III.H.6) Ferraillage de la dalle :

a)Calcul des armatures a l'ELU :

Dans le sens de la petite portée(x-x) :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m) avec :

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{M.10^6}{1000 \times 125^2 \times 14.20} = 0,0045M$$

À partir des abaques , la valeur de β est déterminée en fonction de μ.

$$A = \frac{M}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{M . 10^3}{\beta \times 12.5 \times 348}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.H.1 **:** Résultats de ferraillage de la dalle d'ascenseur.

Zone	Sens	Mu [kN.m]	μ	β	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm2)		St (cm)
En travée	x-x	9.492	0.042	0.998	2.14	4HA10	3.14	25
	y-y	9.492	0.042	0.998	2.14	4HA10	3.14	25
Aux appuis	x-x	-2.973	0.013	0.993	0.661	4HA8	2.01	25
	y-y	-2.973	0.013	0.993	0.661	4HA8	2.01	25

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion sont situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au delà du contour théorique de la dalle.

III.H.7) Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99)

Etant déjà établie comme étant la section minimale d'armatures à adopter, la condition est vérifiée dans les deux sens **(Sens x-x)**et **(Sens y-y)**

✓ **Sens x-x** :

$$W_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \frac{W_0(3-\rho)}{2} \longrightarrow A_x \geq \frac{W_0(3-\rho)}{2} \times b.h$$

Avec :

A_x : la section des armatures

b.h : section total du béton

w_0 : taux d'acier minimale (réglementaire) = 0,8‰ (acier HA Fe400).

$$A_x = \frac{0{,}0008 \times (3-1)}{2} \times 100 \times 15 = 1{,}2\text{cm}^2$$

- En travées : $A_{adoptée} = 3{,}14\text{cm}^2 > A_x = 1{,}2\text{cm}^2$
- Aux appuis : $A_{adoptée} = 2{,}01\text{cm}^2 > A_x = 1{,}2\text{cm}^2$

} ***…Condition vérifiée***

✓ **Sens y-y** :

$$W_x = \frac{A_y}{b.h} \geq W_0 \longrightarrow A_y \geq W_0 X b.h$$

$$A_y = W_0 \times b.h = 0{,}0008 \times 100 \times 15 = 1{,}2\text{cm}^2$$

- En travées : $A_{adoptée} = 3{,}14\text{cm}^2 > A_x = 1{,}2\text{cm}^2$
- Aux appuis : $A_{adoptée} = 2{,}01\text{cm}^2 > A_x = 1{,}2\text{cm}^2$

} ***…Condition vérifiée***

b) Diamètre maximal des barres (Art. A.7.2,1 BAEL 91 /révisée99)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments, donc :

$$\phi max \leq \frac{H}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$\phi_{adopté}$= 10 mm < 15 mm…… ***condition vérifiée.***

c) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91/révisée99)

La direction la plus sollicitée :

S_t = 25cm ≤ min (2h ; 25cm) = *25cm*……***condition vérifiée***

La direction la moins sollicitée :

S_t = 25cm ≤ min (3h ; 33cm) = 33cm…… ***condition vérifiée***

d) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42 du BAEL91/révisée99)

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

- **Q u** : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime,
- **h** : L'épaisseur totale de la dalle,

- **U c** : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

U c= 2[U+V]= 2[1.05+1.05]= 4.2 m.

Donc :

Q_u = 1.35 x 80= 108 kN.

$0{,}045 \cdot U_c \cdot h \frac{fcj}{\gamma_b} = 0{,}045 \times 4.2 \times 0{,}15 \times \frac{25\times10^3}{1{,}5} = 472.5\ \text{kN}.$

Qu= 108 kN < 472.5 kN ..... ***condition vérifiée***

Donc, les armatures transversales ne sont pas requises.

d) Justification des armatures d'effort tranchant (Art. A.5.2,2 BAEL 91 /révisé99)

$\tau u = \frac{Vmax}{b.d}$ est au plus égale à $\overline{\tau}u = 0.07 \frac{fcj}{\gamma_b}$.

Dans le cas où u < v (u=U et v=V) :

- **Au milieu de U :** $T_u = \frac{P}{2U+V}$

(Pratique du BAEL 99, p. 389)

- **Au milieu de V :** $T_v = \frac{P}{3U}$

Avec :

$Tu = \frac{108}{2*0.8+0.8} = 45KN.$

$Tv = \frac{108}{3*0.8}$ = 45KN.

D'où :

$\tau u = \frac{45*10^3}{1000*125}$ = 0.36 MPa

$\overline{\tau}u = 0{,}07 \frac{25}{1.5}$=1.167 MPa.

τ_u = 0.36 MPa < $\overline{\overline{\tau_u}}$ = 1.167 MPa..... ***condition vérifiée***

Donc, aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

III.H.8) Vérifications à l'ELS :

a) Sens x-x :

↳ **En travée :**

$\overline{\sigma}_{bc}$= 0.6f_{c28}= 0.6 x 25= 15 MPa.

$\sigma_{bc}= \frac{\sigma st}{Kl}$

$\sigma_{st}= \frac{Mst}{ß1A..d}$

$\rho = \frac{100A_t}{b\times d} = \frac{100\times3.14}{100\times13} = 0.24 \rightarrow k_1 = 48.29 \longrightarrow \beta_1 = 0.921$

Donc :

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1\times d\times A_s} = \frac{8.425\times10^6}{0.921\times130\times3.14\times100} = 224.1$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{224.1}{48.29} = 4.64MPa < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6\times25 = 15MPa$ **…… ..condition vérifiée.**

↳ **Aux appuis**

ρ == $\frac{100*A}{d\times b} = \frac{100*2.01}{100*12.5} = 0.16$

ρ = 0.16→ k1 =212.3 ⟶ β1 = 0.978

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1\times d\times A_s} = \frac{2.973\times10^6}{0.978\times125\times2.01\times100} = 120.99MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{120.99}{212.3} = 0.57MPa < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6\times25 = 15MPa$ …… ***..condition vérifiée***

Sens y-y :

↳ **En travée**

$\rho = \frac{100A_t}{b\times d} = \frac{100\times3.14}{100\times12.5} = 0.25 \longrightarrow k_1 = 47.5 \longrightarrow \beta_1 = 0.920$

Donc :

. $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1\times d\times A_s} = \frac{8.425\times10^6}{0.920\times125\times3.14\times100} = 233.31MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{233.31}{47.5} = 4.91MPa < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6\times25 = 15MPa$***…… condition vérifiée.***

↳ **Aux appuis**

ρ = $\frac{100*A}{d\times b} = \frac{100*2.01}{100*125} = 0.016$

ρ = 0.016 → **k1** =212.3 **β1** = 0.978

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_S} = \frac{2.973 \times 10^6}{0.978 \times 125 \times 2.01 \times 100} = 120.99MPa$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{120.99}{212.3} = 2.57MPa < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$…… ***Condition vérifiée***

III .H.9) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est pas nécessaire (BAEL 99/ A.4.5.3)

III.H.10) Etat limite de déformation :

Dans le cas d'une dalle appuyée sur quatre coté, on peut se dispensée du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont respectées (BAEL 99/ B.7.5).

$$\frac{h}{lx} \geq \frac{Mtx}{20Mx} ; \rho = \frac{Ax}{b.d} \leq \frac{2}{fe}$$

D'où :

- $\frac{h}{lx} = \frac{150}{175} = 0.857 \geq \frac{Mtx}{20Mx} = \frac{8.425}{20X11.167} = 0.038$ ……***condition vérifiée.***
- $\frac{Ax}{b.d} = \frac{3.14}{100X13} = 0.002 \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} 0.005$ ……***condition vérifiée.***

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, on se dispensera du calcul de la flèche.

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferraillée comme suite :

- **Sens x :**

Lit inferieur : 4HA10/ml avec : un espacement de 25 cm.

Lit supérieur : 4HA8 /ml avec : un espacement de 25 cm.

- **Sens y-y :**

Lit inférieur : 4HA10/ml avec : un espacement de 25 cm.

Lit supérieur : 4HA8/ml avec : un espacement de 25 cm.

Chapitre IV

Modélisation et présentation du logiciel ETABS

IV. 1. Définition d'un logiciel de calcul

À l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes bases sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Un Logiciel de calcul est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures et les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure à partir des plans d'architecture. 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 Version 9.7

IV.2. Description de logiciel ETABS :

L'ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) : est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée au bâtiment,. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « **Computers And Structures Inc**. » à Berkeley (état de la Californie). Sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations.

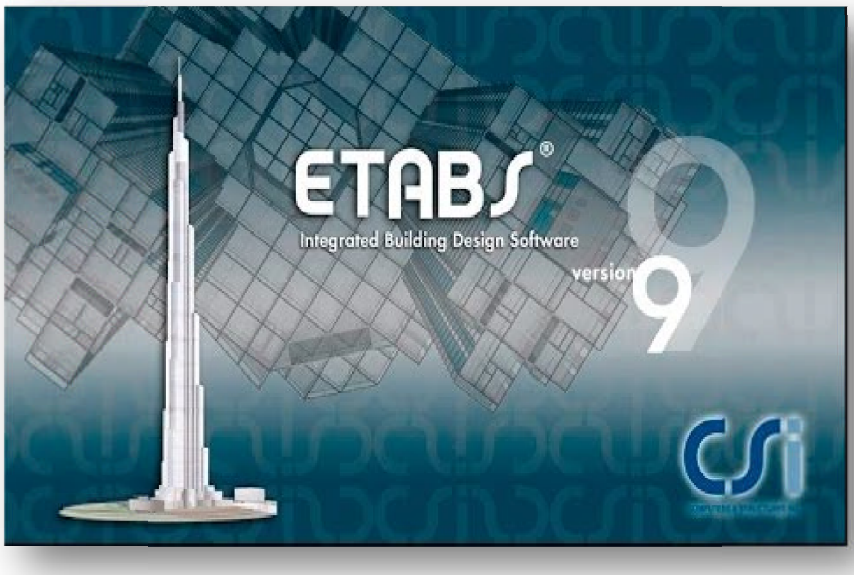


Figure IV.1 : *Page d'accueil du logiciel ETABS*

IV.3. Caractéristiques principales du logiciel ETABS :

- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes et les modes propres de vibration…. etc.
- Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures
- Possibilité de composer librement les impressions (Notes de calcul , captures d'écran, composition de l'impression et copie d'objets vers d'autres logiciels)

IV.4. Quelques définitions

- Grid line : ligne de grille
- Joints : nœuds
- Frame : portique (cadre)
- Shell : voile
- Element : élément
- Restraintes : points d'application de la charge
- Loads : charges
- Uniformed loads : charges uniforms
- Define : définir
- Material : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : acier
- Frame section : coffrage
- Column : poteau
- Beam : poutre
- File : fichier
- Copy : copier
- Move : déplacer
- Save : enregistrer
- Save as : enregistrer sous
- Add : ajouter
- Delete : supprimer
- Story : étage

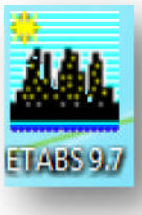
❖ Height : hauteur

IV.5.Etapes de Modélisation a faire :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.7 dont les Principales étapes sont les suivantes :

- Introduction de la géométrie de la structure à modéliser.
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments(poteaux, poutres, voiles, dalles,…)
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version 2003 .
- Définition des charges et surcharges (G et Q) .
- Définition du séisme .
- Introduction des combinaisons d'actions .
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques .
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) .
- Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.6. Étapes de modélisation



La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.
On clique sur l'icône de L'ETABS

IV.6.1. Première étape :

A) Choix des unités :

Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela ce fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.



Figure IV.2 Choix des unités

B) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model,** puis on clique sur **Default.edb**.

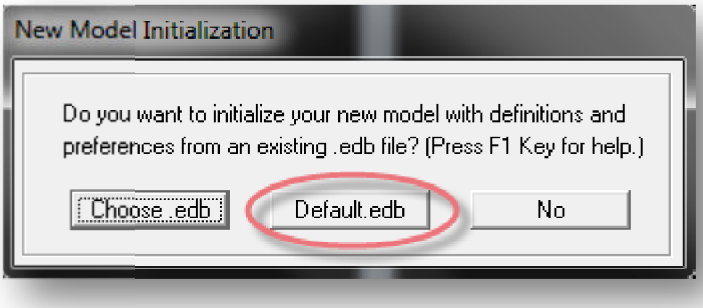


Figure IV.3 Démarrer un nouveau model

Avec :

- **Choose. edb**: Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un model existant.
- **Default. edb** : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- **No** : Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

- **Géométrie de base :**

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File ➔ New model ➔Default.edb.**

Une boite de dialogue intitulée « **Building Plan Grid System and Story Data Définition** » apparait tel que :

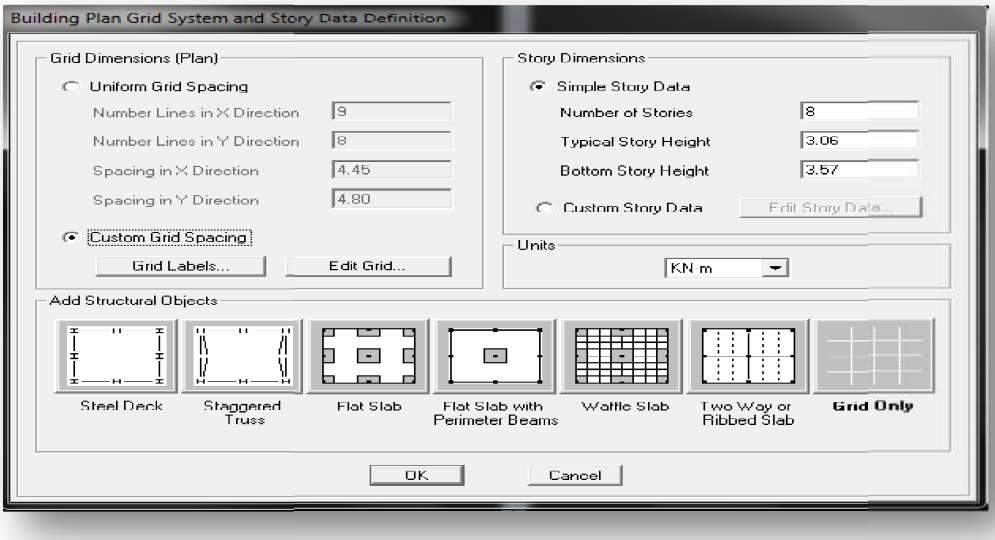


Figure IV.1 *La géométrie de base*

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

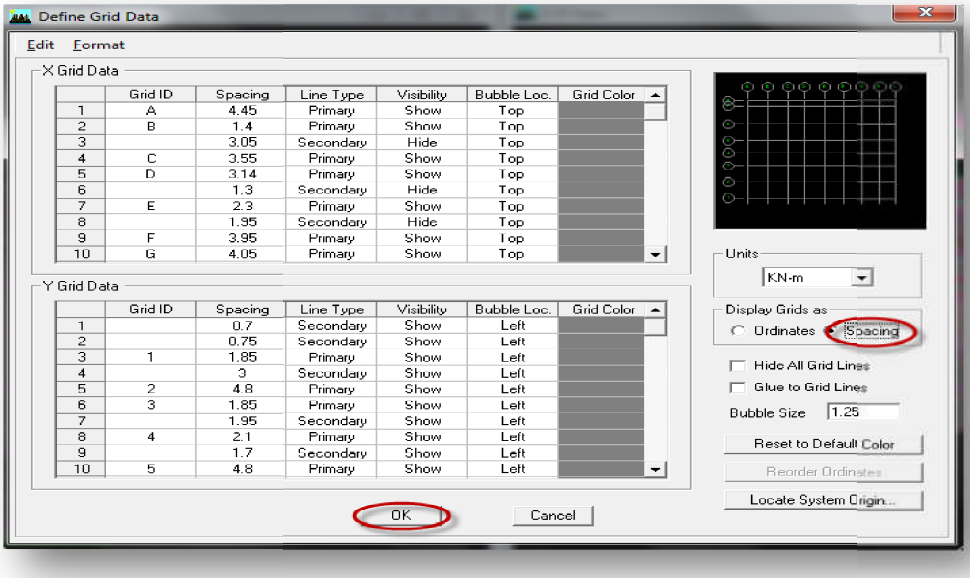


Figure IV.2 *Les lignes de construction*

On Clique sur la case **Custom Grid Spacing** puis **Edit Grid**, la fenêtre suivante s'affiche ; Pour modifier les hauteurs des niveaux on clique sur le bouton droit puis **Edit story data**

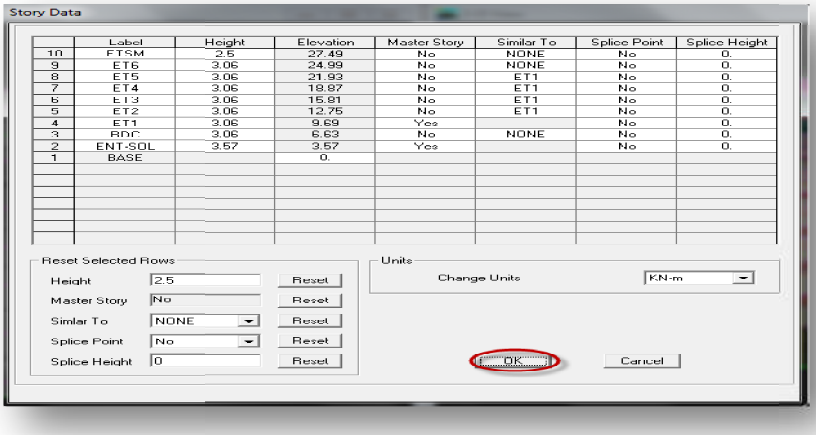


Figure IV.3 *Définition des étages*

Pour une construction en Auto-Stable. On choisit l'icône **Grid Only**



IV.6.2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton. On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélections le matériau **BETON 25** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la

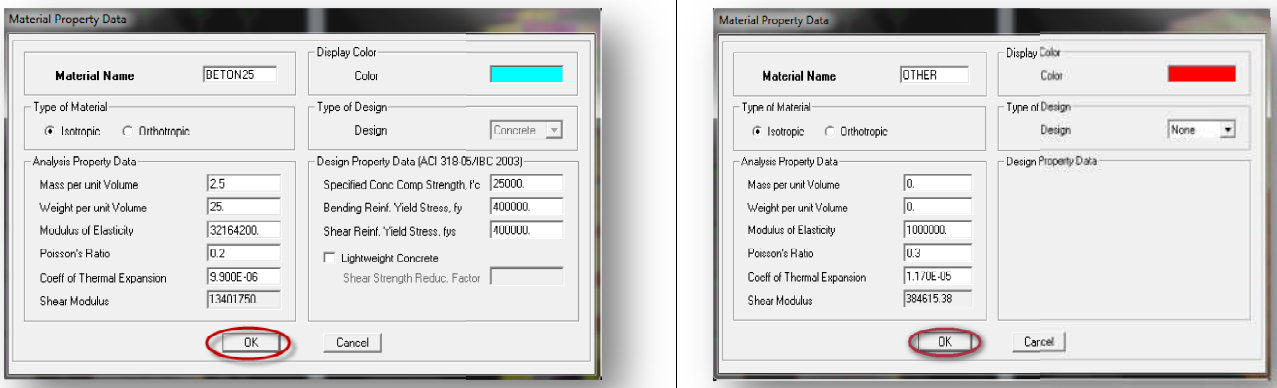


Figure IV.4 *Définition des matériaux*

Le matériau « **OTHER** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (II) est possible d'affecter le matériau « **BETON 25** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».

IV.6.3.Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...). Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

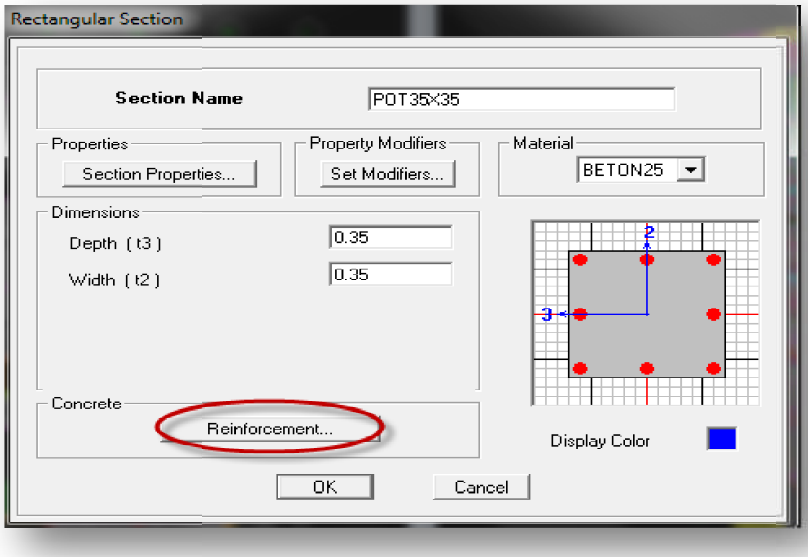


Figure IV.5 *Définition des éléments lignes*

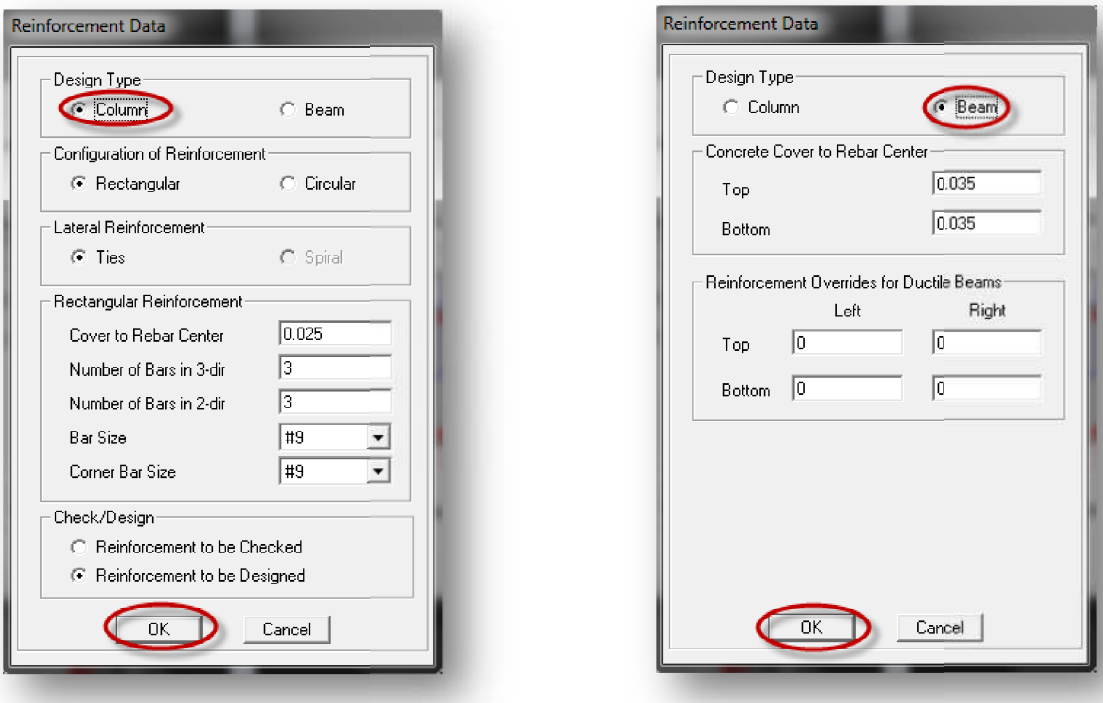


Figure IV.6 *Spécification de l'enrobage*

Le bouton ***Reinforcement*** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

NB :

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :

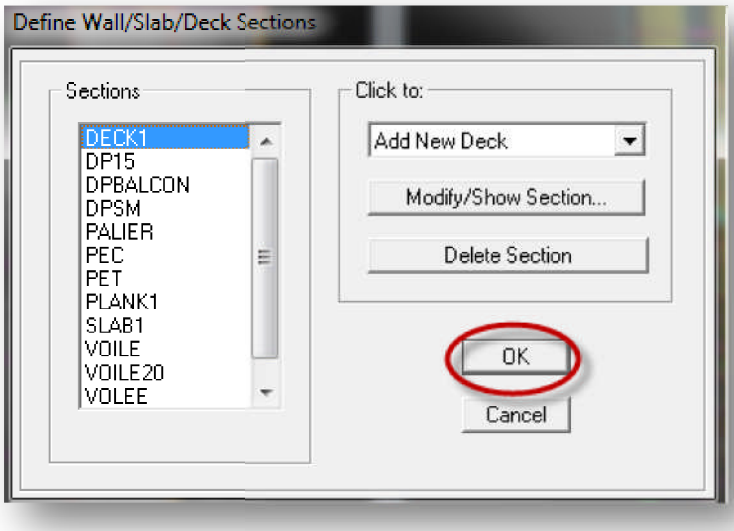
Pour les poteaux ⟶ **Column** et pour les poutres ⟶ **Beam**

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

- Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments
- Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons

passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**



IV.6.3.1. 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 on choisit le nom de la section

(pot35×35 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 .

IV.6.4. Quatrième étape :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

Appuis

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ceci sur ETABS , on sélectionner les nœuds à la base.

Assing → joint/point → restraintes.

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.

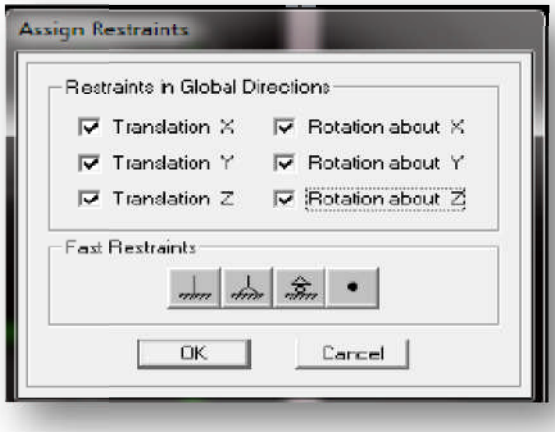


Figure IV.7 *Définition des appuis*

IV.6.5. Cinquième étape :

Dans cette étape on va introduire les charges des différents éléments de la structure.

A. Définitions des charges

Define → static cases 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types. On distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige(SNOW) et autre.

- **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**
Type : DEAD (permanente)
Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) **: 1**

- **Surcharges d'exploitation** :

Load Name (Nom de la charge): **Q**
Type : LIVE (exploitation).
Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **0**

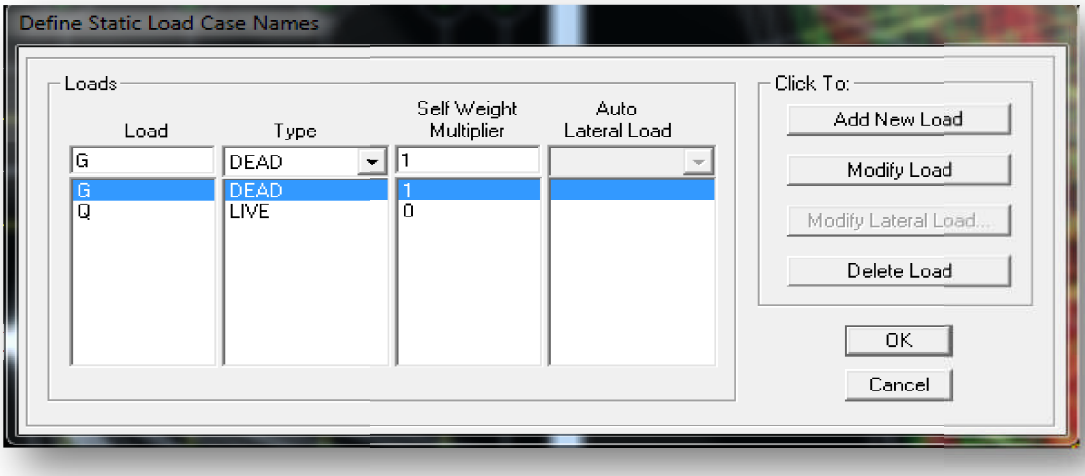


Figure IV.8 *Définition des cas de charges*

B. Introduction des charges

- **Pour les dalles pleines**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m^2 selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines. Et pour les introduire :

- on sélectionne nos dalles.

Assing ⟶ shell/area Loads ⟶ Uniform.

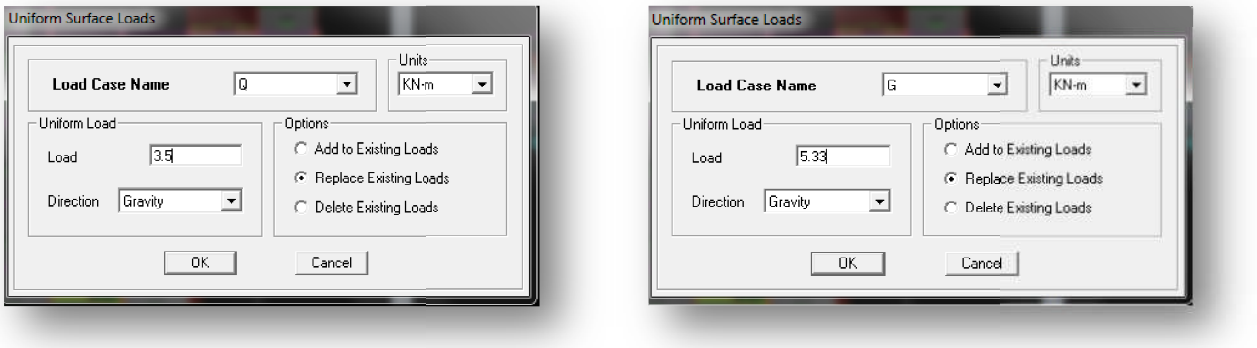


Figure IV.9 *Introduction des charges pour les dalles pleines*

❖ **Pour les planchers étage courant :**

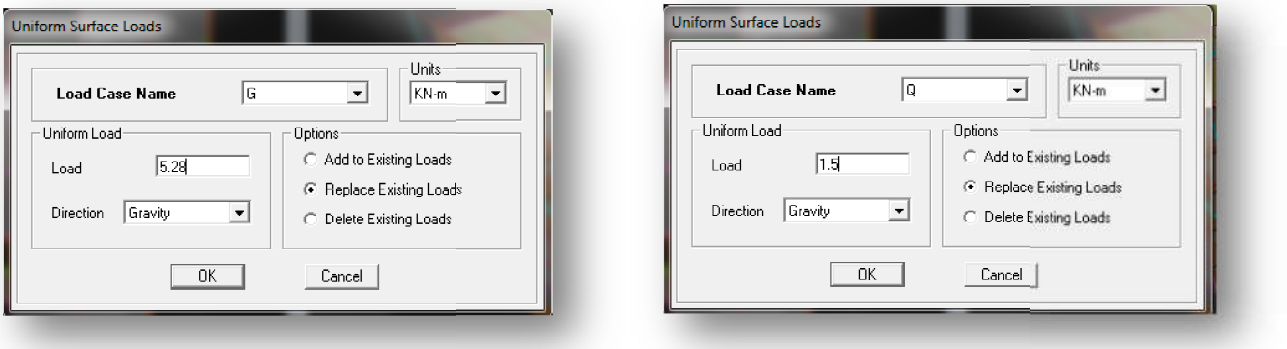


Figure IV.10 *Introduction des charges pour les planchers des étages courants*

C La charge sismique :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitre I)

On défini le spectre comme suite :

- Conditions minimales sur les files de contreventement,
- la redondance en plan,
- la régularité en plan,
- la régularité et en élévation,
- Contrôle de la qualité des matériaux,
- Contrôle de la qualité de l'exécution.

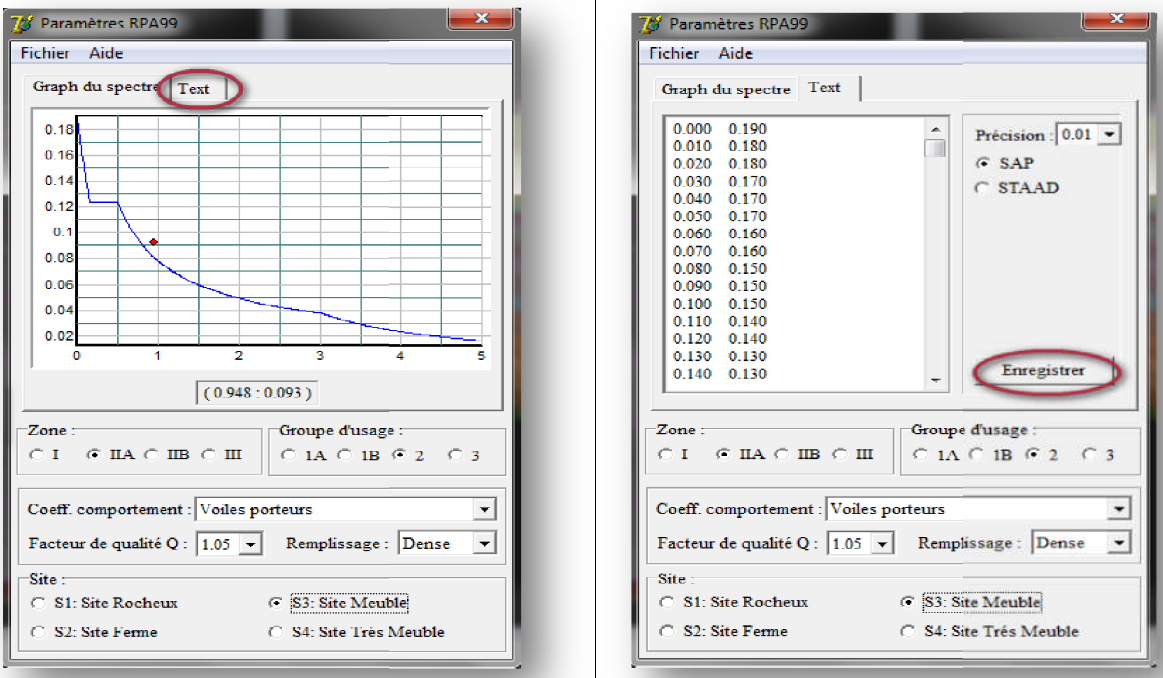


Figure IV.23 *Définition du spectre du calcul*

- **Données à introduire dans le logiciel :**
- **Zone** : IIa (Zone de moyenne sismicité, voir Annexe 1 du (RPA99 VS 2003)
- **Groupe d'usage** : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du (RPA99 VS 2003)
- **Coef comportement** : voile porteur .
- **Site** : S3.
- **Facteur de qualité (Q)** : Le facteur de qualité de la structure

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → Define Response Spectrum Functions → Add new function

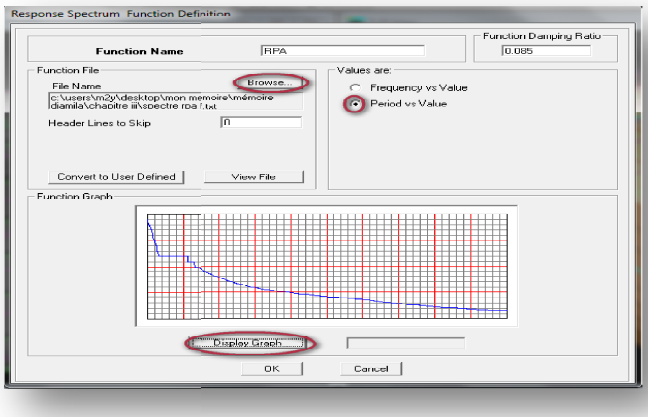


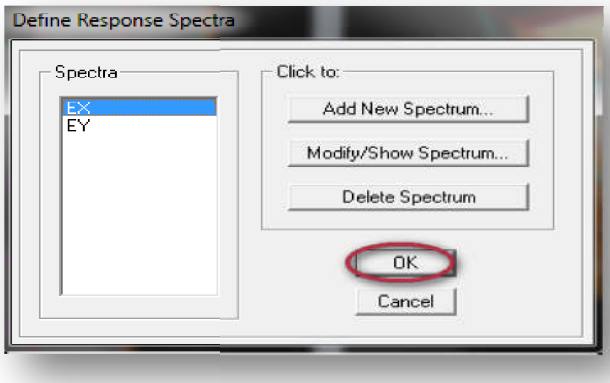
Figure IV.24 *Introduction du spectre dans ETABS*

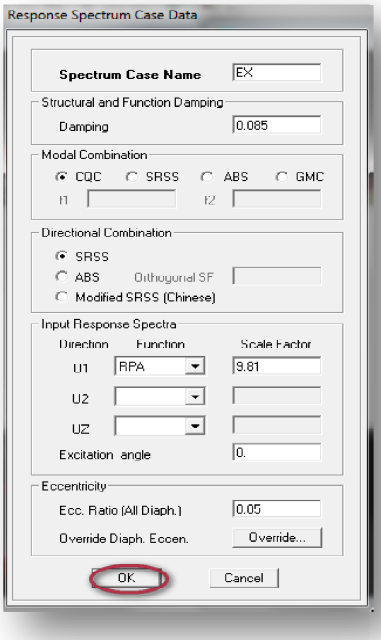
Function Name (nom du spectre): ***RPA***

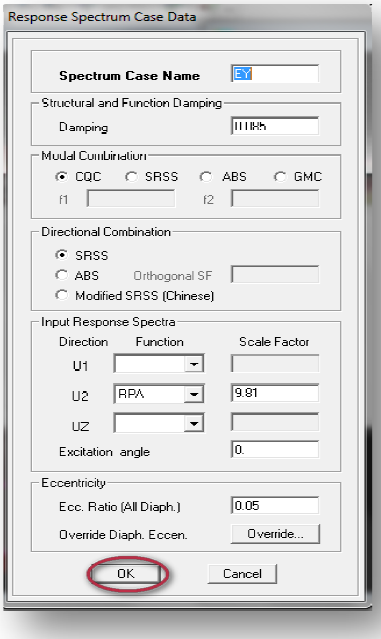
Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur **: Define ⇒ Response Spectrum Cases ⇒ Add New Spectrum** chargement E (séisme) par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y et une composante verticale suivant l'axe Z (Négligée en Algérie) , pour cela on clique sur :

Define ⟶ Reponse spectrum cases ⟶ Add new spectrum







Chargement des éléments :

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur **: assign ⇒ areas load ⇒ uniform.**

D . Introduction des combinaisons d'actions :

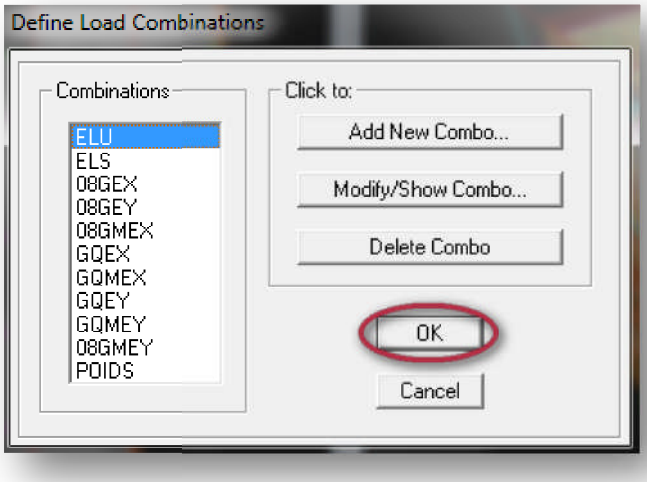
↳ **Combinaisons aux états limites**

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

↳ **Combinaisons accidentelle du RPA**

- GQE : G+Q ± E.
- 08 GE : 0.8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define ⇒ Loads Combinaisons⇒ Add New Combo**.



E. Diaphragme :

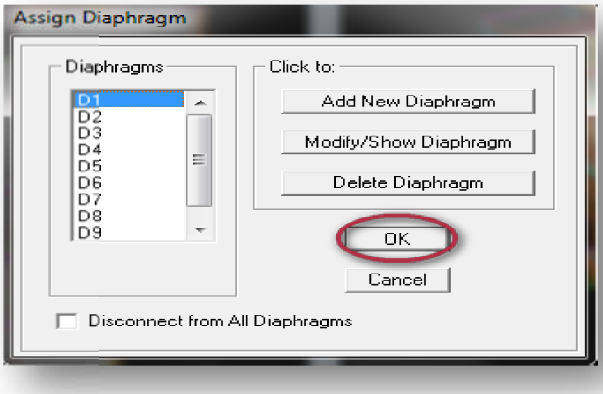
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tous les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragm on clique sur OK pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers



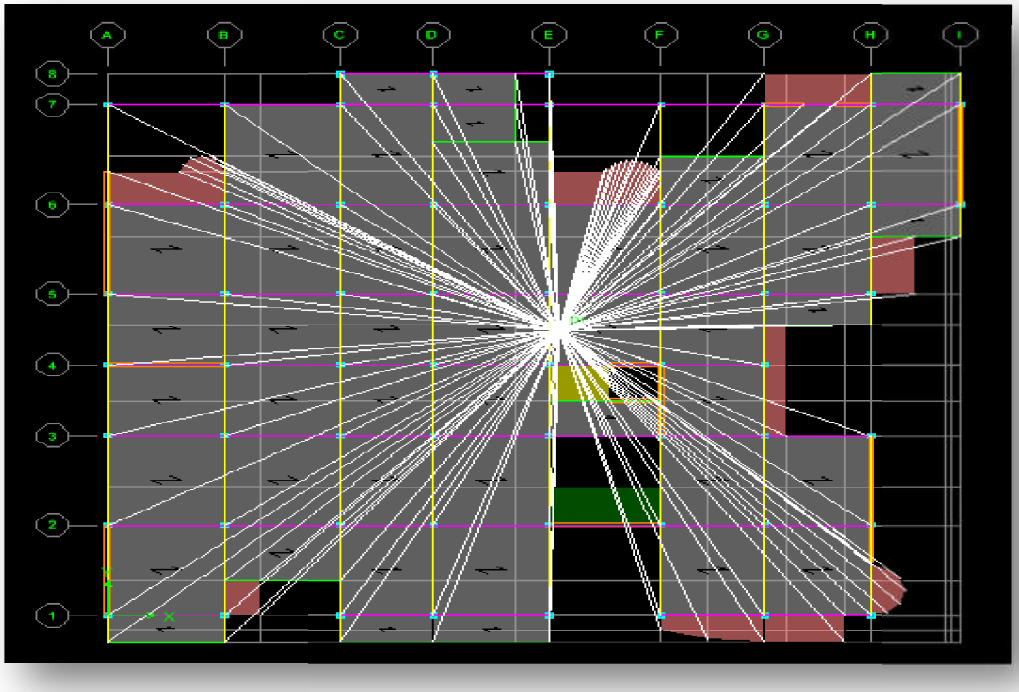


Figure IV.11 *Vue en plan après l'assignement des diaphragmes*

IV.6.6.Neuvième étape :

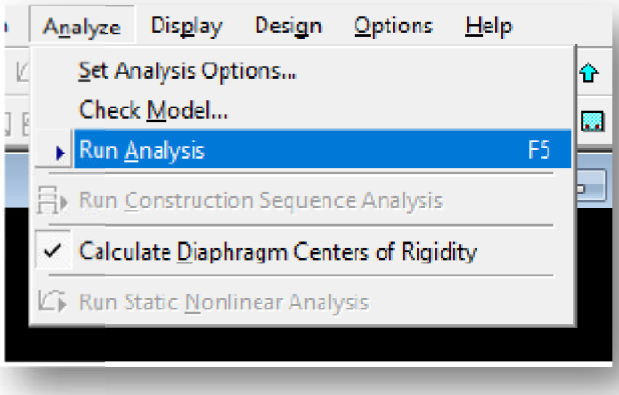
Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de modes à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90°/◦ selon RPA 2003.

A. Analyse de la structure

Avant de lancer l'analyse, il y'a lieu de spécifier le nombre de modes, pour se faire, l'utilisateur doit suivre le cheminement suivant « ***Analyze*** ***Set Analysis Options*** ***Set Dynamic Parameters*** » puis entrer le nombre de modes dans la case « ***Number of Modes*** ». Aussi, dans la boite de dialogue « ***Analysis Options*** » cocher « Full 3D » pour une analyse en trois dimensions et « ***Include P-Delta*** » pour l'analyse du second ordre P-Delta.

Pour vérifier le model, l'utilisateur doit procéder de la manière suivante « ***Analyze*** ***Check Model*** » cocher toutes les cases avant de cliquer sur OK.

Le lancement de l'analyse se fait dans « ***Analyze*** ***Run Analysis*** », à l'aide de l'icône « ***Run Analysis*** » ou avec la touche F5 du clavier.





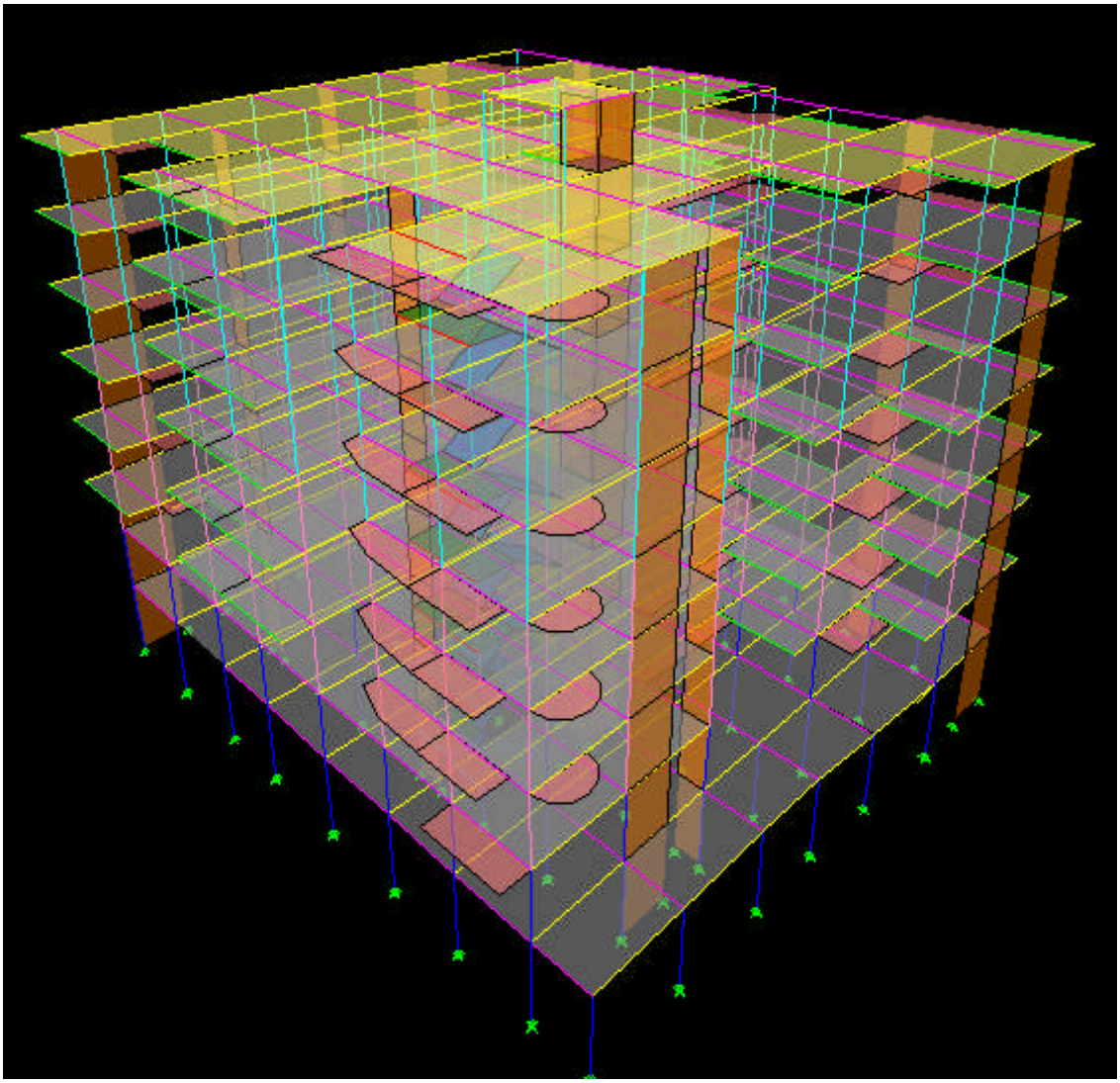


Figure IV.12 : *Vue en 3 D de la structure*



Figure IV.27 : *Vue en plan*

Chapitre V

Vérification des conditions du RPA

V. Introduction :

Les constructions sont généralement considérées comme « parasismiques » lorsqu'elles sont conformes aux règles parasismiques en vigueur. En effet, l'application des règles parasismiques limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques, car ces dernières ont pour but de conférer aux ouvrages un certain niveau de protection vis-à-vis de d'action sismique, qu'elles soient optimisées ou non par la conception.

C'est pour cela qu'avant de passer à l'étape du ferraillage (ferraillage des éléments structuraux), Les règles parasismiques algériennes **(RPA 99/version 2003)** exigent la satisfaction des conditions suivantes :

1. Justification du système de contreventement.
2. Vérification de l'effort normale réduit
3. Pourcentage de participation de la masse modale
4. L'effort tranchant à la base.
5. Vérification de l'effort sismique dynamique.
6. Vérification des déplacements relatifs.
7. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) .

V.I. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage le calcul des forces sismique peut être mené suivant deux méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse dynamique qui regroupe :
  - la méthode d'analyse modale spectrale.
  - la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.I.1. Méthode statique équivalente :

Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$H \leq 65m$ en zones I, II_a,II_b.

$H \leq 30m$ en zone III.

b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration régulière, tout en respectant les conditions la hauteur énoncée en **a)** et les conditions complémentaires exigées par le **RPA 99/2003(Art 4.1.2)** qui sont :

Zone I : tous groupes
Zone II-a : groupe d'usage 3

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone II-b et III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

V.I.2.Méthode dynamique modale spectrale :

Principe de la méthode dynamique modale :

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 **(Article 4.3.1 du RPA99/version 2003)**

Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) .
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte .
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans .
- le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V.I.1.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. .
La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.**(RPA99/mod2003 Art 4.1.3)**

V.I.4. Vérification des conditions de la MSE :

➢ **Caractéristiques géométriques de la structure :**

- Le projet étudié est un bloc (R+6) situé dans la wilaya de Tizi Ouzou classée selon le (RPA 99, révisé en 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone II-a)
- Groupe d'usage : Bâtiment à usage multiples (commerce, habitation) ; Groupe 2 [RPA 99 Ver. 2003- Tab 4,1]
- Classification du site : Site meuble S3 [rapport géotechnique]
- Système structurel : portiques + voiles

Condition sur la hauteur :

H=25 m ≥ 23 m

La condition de MSE n'est pas vérifies

Conclusion :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes satisfaites car la condition sur la hauteur du bâtiment n'est pas vérifier donc on va opter pour la méthode d'analyse modale spectrale .

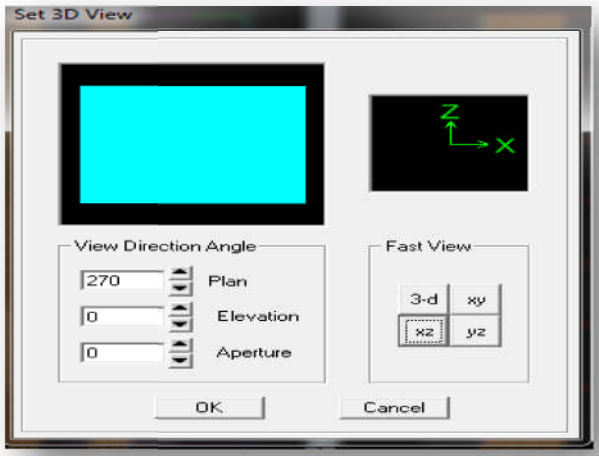
V.II. Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 modifier 2003 :

V.II.1. Justification du système de contreventement R :

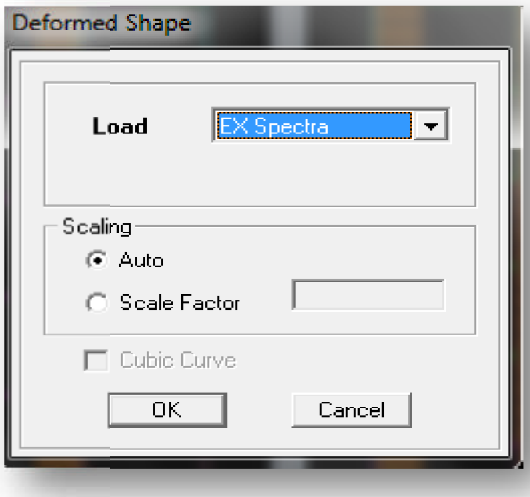
L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après : sens x-x

View → set 3D view ⟶ une fenêtre apparait on sélectionne xz on met 0 pour aperture .



Ensuite →display →show deformed shape → on selectionne la combinaison EX .



On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:

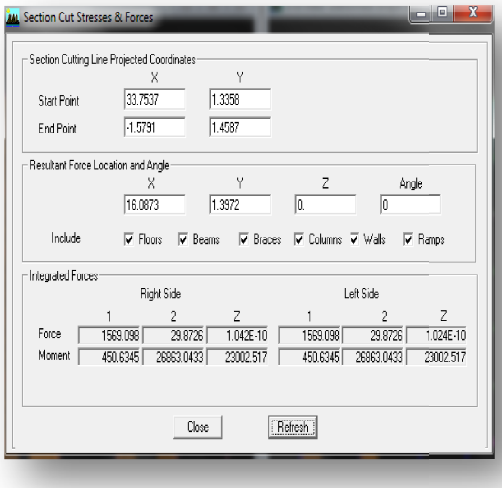
Draw ⟶ ***Draw Section Cut***

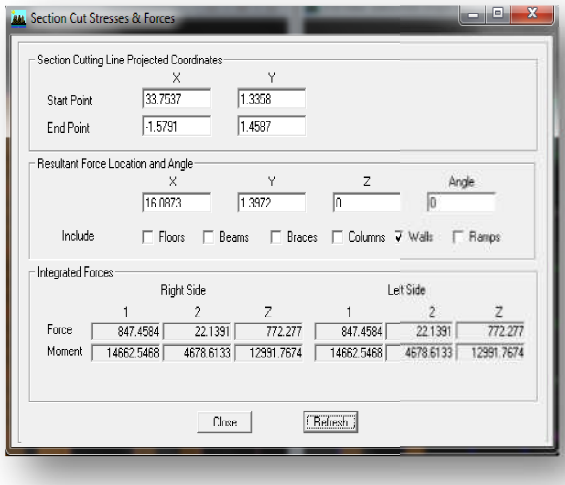
Une fenêtre s'affichera et on met dans la case Angle la valeur ***0***.

Ensuite, on clique sur ***refresh*** et on prend la valeur sur la case (Force-1) :c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les portiques.

Puis on décoche les cases ***walls*** et on clique sur ***refresh*** .

Enfin, on prend de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les portiques.





Pour avoir les efforts repris par les voiles on coche ***Walls*** et on clic sur ***refresh*** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 .

Remarque :

On procède de la même manière pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison **Ex** par **Ey** et relever les valeurs sur la case (Force-2).Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison « **POIDS** » puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

Tableau V.1: *répartition des charges vertical (P) :*

Etage	Charges reprise par [KN]			Pourcentage (%)	
	totales	Voiles	portiques	voiles [%]	Portique [%]
6	6901.831	1106.7405	5790.644	16.035	83.9
5	14272.419	2506.0878	11736.627	**17.56**	**82.23**
4	21681.406	3846.749	17804.613	**17.74**	**82.12**
3	29092.764	4928.063	24135.969	**16.94**	**82.96**
2	36695.32	6171.907	30494.98	**16.82**	**83.1**
1	44287.85	7342.401	36916.22	**16.54**	**83.35**
RDC	52088.46	8100.234	43960.38	**15.55**	**84.4**
Entre-sol	60971.59	9226.227	51728.27	**15.13**	**84.84**
Moyenne	33248.955	5403.55	27820.96	**16.25**	**83.67**

Tableau V.2: *répartition des charges horizontales (Vy ;Vx) :*

Etage	Charges horizontal [KN]				Charges horizontal [KN]			
	Vx repris par les voiles	Vx repris par les portiques	Voiles [%]	Portique [%]	Vy repris par les voiles	Vy repris par Les portique	voiles [%]	portique [%]
6	178.81	509.97	**46.53**	**53.47**	235.68	545.67	**62.9**	**37.1**
5	241.35	530.33	**31.97**	**70.24**	276.74	569.28	**34.06**	**65.94**
4	451.55	637.75	**41.64**	**58.36**	522.14	643.46	**45.43**	**54.57**
3	453.10	908.69	**33.41**	**66.59**	549.4	895.43	**38.6**	**61.4**
2	637.79	954.94	**40.20**	**59.8**	779.9	895.73	**47.2**	**52.8**
1	827.75	933.06	**47.16**	**52.84**	1009.68	839.2	**55.34**	**44.66**
RDC	816.98	1056.74	**43.8**	**56.2**	1067.78	896.34	**55.15**	**44.85**
Entre-sol	1264.9	680.03	**65.22**	**34.78**	1406.04	597.89	**70.61**	**29.39**
Moyenne	**4872.23**	**6211.51**	**43.74**	**53.54**	**5847.36**	**4986.8**	**51.16**	**48.84**

Analyse des résultats :

On remarque que les voiles reprennent moins de 20% de la charge verticale (représentée par le poids), et que les charges horizontales sont reprises par les éléments de contreventement

proportionnellement à leur rigidité. De ce fait cette structure est classée comme : Structure mixte portique/voile avec interaction, et donc son coefficient de comportement est de **R = 5.**

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	**Béton armé**	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Les voiles et les portiques participe conjointement au contreventement.

↳ Donc le système est mixte avec interaction.

V.II.2. vérification de l'effort normale réduit (Article 7.4.3.1 RPA.2003) :

L'effort normal de compression de calcul (effort normal réduit) est limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_C \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

D'où :

Nd : Effort normal de calcul (Sous sollicitations d'ensemble dues au séisme) s'exerçant sur une section de béton (Tirer d'ETABS).

Bc : Aire (Section brute) de cette dernière.

fcj : Résistance caractéristique du béton.

D'où :

En sélectionnant les combinaisons d'actions sismiques « G + Q ± E » et « 0.8G ± E ».

- **Poteaux 35X35 :**

N_d = 1845.85kN (À la base)

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_C \ . f_{c28}} = \frac{1845.85\ x\ 10^3}{350x350x25} = 0.6 > 0.3 \text{.....} \textbf{\textit{Condition non vérifiée.}}$$

Remarque :

Il faut donc, augmenter les paramètres du dénominateur (B_c et/ou f_{cj}). Les résultats après augmentation des sections des poteaux sont : (50x50) (45x45) (40x40)

- **Poteaux 50X50 :**

  N_d =1868.75kN (À la base)

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_C \ . f_{c28}} = \frac{1868.75\ x\ 10^3}{500x500x25} = 0.29 < 0.3 \text{ .....} \textbf{\textit{Condition vérifiée}}$$

V.II.3. Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure **.(article 4.3.4 RPA99 ver 2003).**

Pour extraire le taux de participation massique à partir du logiciel ETABS on suit les étapes suivantes :

display⇒ show table⇒ modal information ⇒ building modal information⇒ table: modal Participating Mass Ratios et le tableau suivant s'affiche:

Tableau.V.3 : *Participation massique*

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ	Sens du mode
1	0.564271	75.3604	0.025	0.0424	75.3604	0.025	0.0424	Translation selon l'axe X-X
2	0.492541	0.0023	67.1354	5.5962	75.3626	67.1604	5.6386	Translation selon l'axe Y-Y
3	0.472932	0.1078	6.1684	67.9685	75.4704	73.3288	73.6072	Rotation selon l'axe Z-Z
4	0.170785	13.0624	0.013	0.0001	88.5329	73.3418	73.6072	
5	0.141307	0.015	14.6847	0.2411	88.5479	88.0266	73.8484	
6	0.13483	0.0074	0.3966	14.5121	88.5553	88.4232	88.3604	
7	0.084171	5.5215	0.0084	0.0012	94.0768	88.4316	88.3616	
8	0.067803	0.0068	5.5339	0.1711	94.0835	93.9656	88.5328	
9	0.06289	0.012	0.1931	5.7889	94.0956	94.1587	94.3217	
10	0.059021	0	0.0018	0.0003	94.0956	94.1605	94.3219	
11	0.056369	0.0011	0.1047	0.0027	94.0967	94.2652	94.3246	
12	0.05589	0	0.0083	0.0179	94.0967	94.2736	94.3425	

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90 % dans les deux directions d'excitation sismique à partir du 8eme mode :

- Sens x-x : 94.08 %.
- Sens y-y :93.96%.

Le modèle présente une période fondamentale T= 0.56s :

- Le 1er mode de vibration est une translation selon le sens x-x : elle mobilise plus de75%de la masse.
- Le 2eme mode de vibration est une translation selon le sens y-y : elle mobilise plus de67%de la masse.
- Le 3eme mode de vibration est une torsion selon le sens z-z : elle mobilise plus de67%de la masse

Condition de participation de la masse modale est vérifiée.

V.II.4. Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure et justification des paramètres du spectre de réponse introduits dans l'Etabs (Art 4.2.3/ RPA 99version 2003)

La vérification de la condition de l'effort tranchant à la base nous permet de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente $V_{statique}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

- **A :** coefficient d'accélération donné par le tableau 4.1 (coefficient d'accélération de zone A) des règles **RPA99 version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.
- **R :** facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure,
- **D :** facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.
- **Q :** facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan,en élévation, contrôle de la qualité des matériaux…..etc.).
- **W :** poids propre de la structure.

Application :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau 4.1 du RPA99/ 2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas on a : groupe d'usage 2 et zone sismique IIa

Donc : A=0.15

- **Estimation de la période fondamentale de la structure:**

On doit calculé le facteur d'amplification dynamique(D),et pour cela il faut d'abord calculer la période fondamentale qui correspond à la plus petites des valeurs obtenues par les formules 4-6 et 4-6 **(Article 4.2.4 RPA99/ 2003) :**

$$\mathbf{T = \min\left(C_T\ h_n^{3/4}\ , \frac{0.09\ h_n}{\sqrt{D}}\right)}$$

D'où :

- h_n : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau *N* dans notre cas $h_{n=}$ 25 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 CT=0.05.
- **D :** est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans notre cas D_x=32.5m et D_y=29.06m.

Donc :

$$T=\min\left[(0.05)\times(25)^{3/4}\ ;\ \frac{0.09x25}{\sqrt{32.5}}\ ;\ \frac{0.09x25}{\sqrt{29.06}}\right]=\min\left[0.559\ ;\ 0.394;\ 0.417\right]=0.394s$$

L'article du RPA2003 postule que :

« Les valeurs de T calculées 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 choisit pour le calcul du facteur D est déterminer selon le tableau suivant :

Tableau V.4 : *Période choisie en fonction de la condition sur T*

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T= T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$	$T=T_{analytique}$
$1,3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T= 1.3T_{empirique}$

- $1.3\ T_{empirique} = 0.512$ sec
- $T_{analytique} = 0.564$ sec (Extré d'etabs)

Avec :

$1,3T_{empirique} = 0,512s < T_{analytique} = 0,564\ s$

Donc $T=1.3T_{empirique}= 0.512s$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

  En fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D=\begin{cases}2.5\eta & avec: \quad 0\le T\le T_2\\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{2/3} & avec \quad T_2\le T\le 3s\\ 2.5\eta\left(T_2/3\right)^{2/3}.\left(3/T\right)^{5/3} & avec \quad T\ge 3s\end{cases}$$ **(4.2 RPA99 version 2003)**

Tableau V.5 : *Valeur deT1 et T2 (4.7 /RPA 99B version 2003)*

Site	S1	S2	S3	S4
T_1 (sec)	0.15	0.15	**0.15**	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	**0.50**	0.70

Donc notre cas on a :

T_1 : 0.15 s
T_2 : 0.5 s } site meuble S3

η: Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\zeta}}\ge 0.7$$ **(4.3 RPA99 version 2003)**

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remarque :

Notre structure est composée de portiques et de voiles, donc le coefficient d'amortissement prend

Une valeur intermédiaire (entre voiles et portiques).

$$\xi=8.5\% \rightarrow \eta=\sqrt{\frac{7}{2+8.5}}=0{,}82$$

T_2=0.5 s < T= 0.512 s < 3 s

D'où

$$D=2.5\eta\left(T_2/T\right)^{2/3}=2.5x0.82\left(0.5/0.512\right)^{2/3}=2.02$$

- **Calcul du facteur de qualité Q**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$ **(Formule 4.4 RPA 99 /2003 page 29)**

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **(q)** est satisfait ou non.

Tableau V.6: *Les critères de facteur de qualité*

	Sens Transversal (Y)		Sens Longitudinal (X)	
Critère « q »	Observé ou non	P_q	Observé ou non	P_q
1)-Condition minimale sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
2)-Redondance en plan	oui	0.00	non	0.05
3)-Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4)-Régularité en élévation	oui	0.00	oui	0.00
5)-Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00	oui	0.00
6)-Contrôle de la qualité l'exécution	oui	0.00	oui	0.00
ΣP_q		0.10		0.15

Donc :

$Q_x = 1 + \Sigma P_q = 1.15$

$Q_y = 1 + \Sigma P_q = 1.10$

- **Détermination du poids de la structure W**

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où $W_T = \sum_1^7 W_i$

W_{Gi} : Le poids du niveau « i » revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids du niveau « i » revenant à la charge d'exploitation.

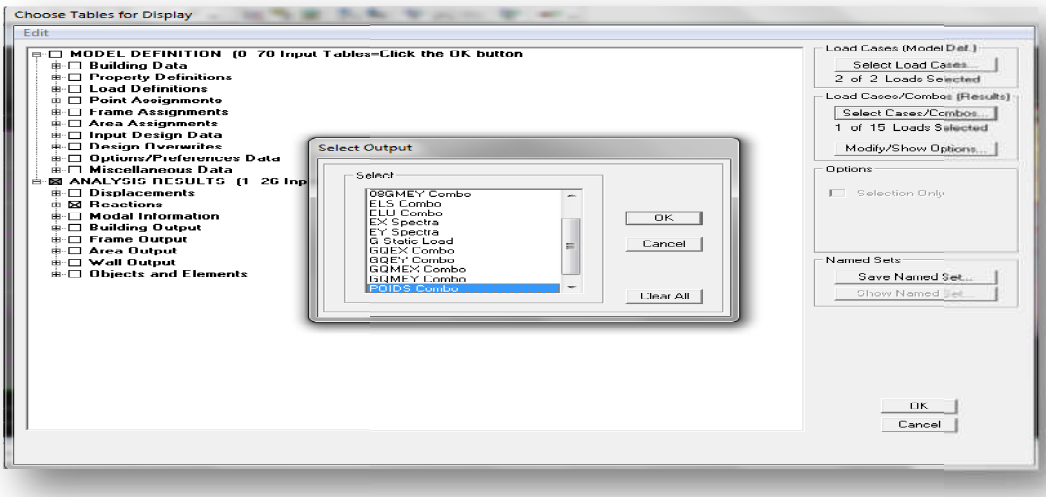
β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4-5 du RPA99/2003**.

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant **β=0,20**

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

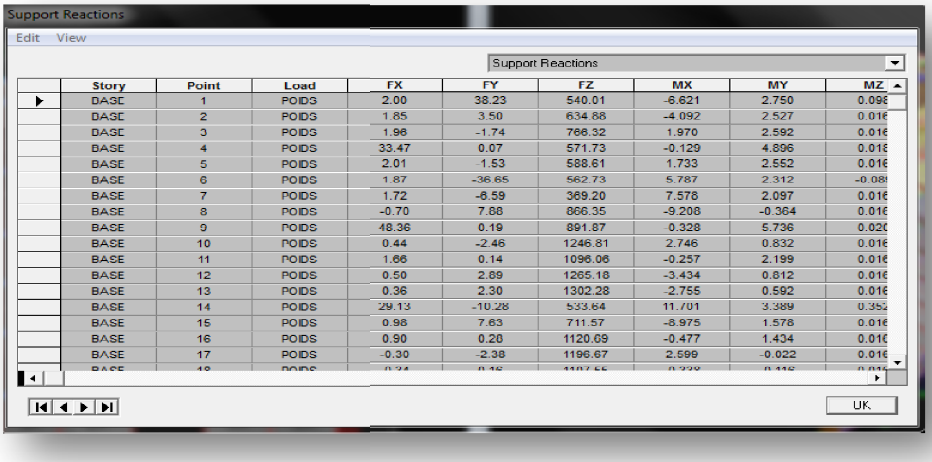
Display →show tables

On aura la fenêtre suivante :

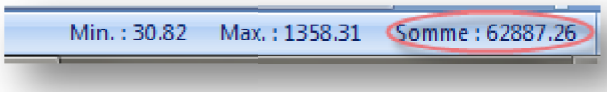


On selection ***building output Table: story shears*** et on choisit ***POIDS Combo***

On aura ce tableau:



Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	1	POIDS	2.00	38.23	540.01	-6.621	2.750	0.098
BASE	2	POIDS	1.85	3.50	634.88	-4.092	2.527	0.016
BASE	3	POIDS	1.98	-1.74	766.32	1.970	2.592	0.016
BASE	4	POIDS	33.47	0.07	571.73	-0.129	4.896	0.018
BASE	5	POIDS	2.01	-1.53	588.61	1.733	2.552	0.016
BASE	6	POIDS	1.87	-36.65	562.73	5.787	2.312	-0.08
BASE	7	POIDS	1.72	-6.59	369.20	7.578	2.097	0.016
BASE	8	POIDS	-0.70	7.88	866.35	-9.208	-0.364	0.016
BASE	9	POIDS	48.36	0.19	891.87	0.328	5.736	0.020
BASE	10	POIDS	0.44	-2.46	1246.81	2.746	0.832	0.016
BASE	11	POIDS	1.66	0.14	1096.06	-0.257	2.199	0.016
BASE	12	POIDS	0.50	2.89	1265.18	-3.434	0.612	0.016
BASE	13	POIDS	0.36	2.30	1302.28	-2.755	0.592	0.016
BASE	14	POIDS	29.13	-10.28	533.64	11.701	3.389	0.352
BASE	15	POIDS	0.98	7.63	711.57	-8.975	1.578	0.016
BASE	16	POIDS	0.90	0.20	1120.09	-0.477	1.404	0.016
BASE	17	POIDS	-0.30	-2.38	1196.67	2.599	-0.022	0.016



Donc :

le poids de la structure est **: W = 62887.26 kn**

Calcul de l'effort tranchant à la base :

$$V_X = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 2.02 \times 1.15}{5} \times 62887.26 \longrightarrow \mathbf{V_X = 4382.61KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 2.02 \times 1.10}{5} \times 62887.26 \longrightarrow \mathbf{V_y = 4192.064KN}$$

V.II.5. Vérification de l'effort sismique dynamique Vd :(ART 4.3.6 ; RPA99/V2003)

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée :

$$V_{etabs} \geq 0{,}8\ V_{st.}$$

Si $V_{etabs} \leq 0{,}8\ V_{st}$ .Il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse.

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications

Tableau V.7*: Vérification de la résultante des forces sismiques.*

Sens	V_{st} (KN)	0,8 V_{st} (KN)	V_{etabs} (KN)	$V_{etabs} \geq 0{,}8\ V_{st}$
Suivant X	**4382.61**	3506.088	8747.53	CV
Suivant Y	**4192.064**	3353.65	9312.082	CV

V.II.6. Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations) (Art 5.1 / RPA99 version 2003) :

D'après le **RPA 99/2003 (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 :

$\delta_k = R \times \delta_{eK}$ **(Article 4.4.3 de RPA99 /2003)**

δ_{ek} : déplacement absolu dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement.

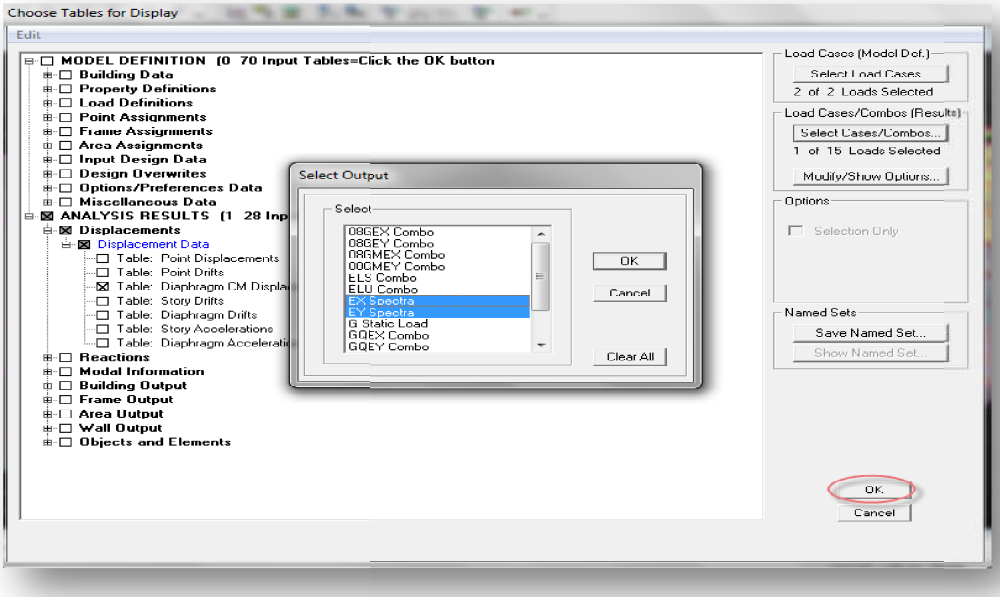
Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\%he$ **(Article 5.1 de RPA 99/2003).**

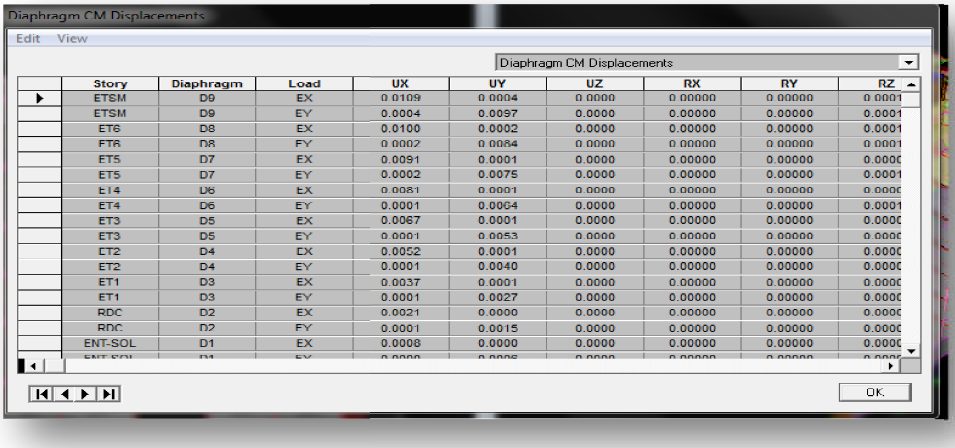
Donc :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes

Display →show tables Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau suivant :



Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ETSM	D9	EX	0.0109	0.0004	0.0000	0.00000	0.00000	0.0001
ETSM	D9	EY	0.0004	0.0097	0.0000	0.00000	0.00000	0.0001
ET6	D8	EX	0.0100	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.0001
ET6	D8	EY	0.0002	0.0084	0.0000	0.00000	0.00000	0.0001
ET5	D7	EX	0.0091	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
ET5	D7	EY	0.0002	0.0075	0.0000	0.00000	0.00000	0.0001
ET4	D6	EX	0.0081	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
ET4	D6	EY	0.0001	0.0064	0.0000	0.00000	0.00000	0.0001
ET3	D5	EX	0.0067	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
ET3	D5	EY	0.0001	0.0053	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
ET2	D4	EX	0.0052	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
ET2	D4	EY	0.0001	0.0040	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
ET1	D3	EX	0.0037	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
ET1	D3	EY	0.0001	0.0027	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
RDC	D2	EX	0.0021	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
RDC	D2	EY	0.0001	0.0015	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
ENT-SOL	D1	EX	0.0008	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000

Les résultats du calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.8: *Déplacements absolu sous l'action Ex et Ey*

Story	δe_{kx} [m]	$\delta_{kx} = R\,\delta_{ek}$ [m]	$\Delta_{kx} = \delta_k - \delta_{k-1}$ [m]	δe_{ky} [m]	$\delta_{ky} = R\,\delta_{ek}$ [m]	$\Delta_{ky} = \delta_k - \delta_{k1}$ [m]	he [m]	1%x he	$\Delta_k \leq 1\%\ h_e$
ETSM	0.010907	0.05454	0.004527	0.009708	0.0485412	0.0065293	3.06	0.0306	cv
ET6	0.010002	0.05001	0.004507	0.008402	0.0420119	0.0044986	3.06	0.0306	cv
ET5	0.009101	0.0455	0.005	0.007503	0.0375133	0.0055094	3.06	0.0306	cv
ET4	0.008101	0.0405	0.006999	0.006401	0.0320039	0.0054992	3.06	0.0306	cv
ET3	0.006701	0.0335	0.007499	0.005301	0.0265047	0.0064985	3.06	0.0306	cv
ET2	0.005201	0.026	0.007498	0.004001	0.0200062	0.006497	3.06	0.0306	cv
ET1	0.003701	0.01851	0.008007	0.002702	0.0135093	0.0059926	3.06	0.0306	cv
RDC	0.0021	0.0105	0.0065	0.001503	0.0075166	0.0045166	3.06	0.0306	cv
ENT-SOL	0.0008	0.004	0.004	0.0006	0.003	0.003	3.57	0.0357	cv

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont vérifiés.

V.II.7. Vérifications De l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA 99 versions 2003) :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1 \qquad \textbf{(Art 5.9 RPA 99 versions 2003)}$$

- **Pk** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculé suivant la formule suivante : **Wi = WGi +** β**W Qi**
- **Vk** : effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- Δ**k** : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- **hk** : hauteur de l'étage « k »

On a:

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème 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

Tableau V.9 *:récapitulatif de l'effet P-Δ*

caractéristiques des niveaux			Sens x-x			Sens y-y		
Story	Pk	hk	Δ_{kx}	Vkx	Θx	Δ_{ky}=	vky	Θy
ETSM	49.8564	3.06	0.004527	9.557013	**0.007717**	0.006529	10.74672	**0.009899**
ET6	2102.46	3.06	0.004507	319.2905	**0.009699**	0.004499	351.1571	**0.008802**
ET5	2634.24	3.06	0.005	620.3773	**0.006938**	0.005509	679.04	**0.006985**
ET4	2660.13	3.06	0.006999	881.741	**0.006901**	0.005499	950.3477	**0.00503**
ET3	2740.88	3.06	0.007499	1106.253	**0.006072**	0.006498	1181.138	**0.004928**
ET2	2836.5	3.06	0.007498	1292.803	**0.005376**	0.006497	1370.426	**0.004395**
ET1	2836.5	3.06	0.008007	1429.599	**0.005192**	0.005993	1509.406	**0.00368**
RDC	2837.85	3.06	0.0065	1520.002	**0.003966**	0.004517	1603.996	**0.002611**
ENT-SOL	2940.38	3.57	0.004	1567.91	**0.002101**	0.003	1655.825	**0.001492**

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « **0.1** ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

1. Justification du système de contreventement. ……***condition vérifiée.***
2. vérification de l'effort normale réduit ……..***condition vérifiée.***
3. Pourcentage de participation de la masse modale ……..***condition vérifiée.***
4. L'effort tranchant à la base……..***condition vérifiée.***
5. Vérification de l'effort sismique dynamique ……..***condition vérifiée.***
6. Vérification des déplacements relatifs…… …… ….***condition vérifiée.***
7. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) ……***condition vérifiée.***

Après avoir apporté les modifications nécessaires (Augmentation de la section des poteaux) et vérifier toutes les exigences des règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003), il y a lieu de considérer que la structure est stable vis-à-vis des charges statiques et dynamiques .Donc, on peut passer au ferraillage des éléments Structuraux.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments

VI.A. Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires pour chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- les poutres soumises à la flexion simple.
- les poteaux soumis à la flexion composée.
- les voiles soumis à la flexion composée.

VI.A.1. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

- **Les combinaisons de calcul :**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables et vérifiées à L'E.L.S. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1.35 G + 1.5 Q (E.L.U.)
- G + Q (E.L.S.)

} **(BAEL 99)**

- G + Q ± E (RPA99/Version_2003)
- 0.8 G ± E (RPA99/Version_2003)

} **(Combinaisons d'actions sismiques)**

VI.A.2. Recommandations du RPA 2003 pour le ferraillage des poutres (Article 7.5.2)

A) Armatures longitudinales :

↳ 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 ϕ en zone I et IIa
- 50 ϕ en zone IIb et III

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

1) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de:

- **Poutres principales (30×40)** : Amin = 0.005 × 30 × 40 = 6 cm^2.
- **Poutres secondaires (30×35)** : Amin = 0.005 × 30× 35 = 5.25 cm^2.

2) Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **Poutres principales (30× 40) :**

A_{max} = 0.04 × 30 × 40 = **48** cm2 (en zone courante)

A_{max} = 0.06 × 30 × 40 = **72** cm2 (en zone de recouvrement)

- **Poutres secondaires : (30x35)**

A_{max} = 0.04×30×35 = **42** cm^2 (en zone courante).

A_{max} = 0.06×30×35 = **63** cm^2 (en zone de recouvrement).

B) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0.003\ s.b$$

L'espacement :

- Zone nodale : $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\ \phi\right)$.
- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ **Dispositions constructives :**

Conformément au CBA 93 annexe E_3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- ✓ À $\frac{L}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓ À $\frac{L}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{L}{10}$ de la portée.

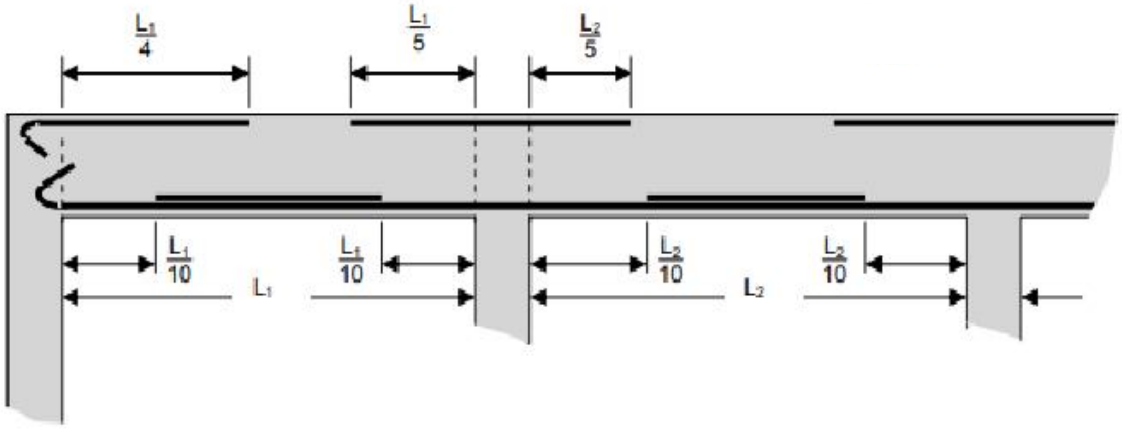


Figure VI. A.1:Disposition constructive des armatures

VI.A .3.Calcul des armatures (ELU) :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes a suivre:

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \qquad \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

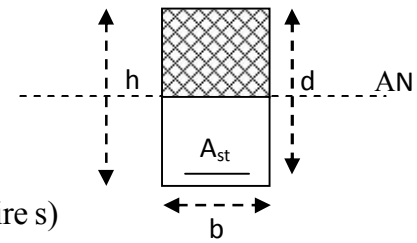
Avec :

$\gamma_b = 1,15 \rightarrow f_{bc} = 21.74\,MPa$ (Situation accidentel le)

Si : $\mu \leq \mu_\ell = 0,392$ ⟹ SSA (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

La section d'aciers tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} \qquad \text{avec} \qquad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ SDA (les armatures comprimées sont nécessaire s)

Soit :

A_{st} : Section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.

A_{sc} : Section supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion.

On calcul: $\begin{cases} M_l = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

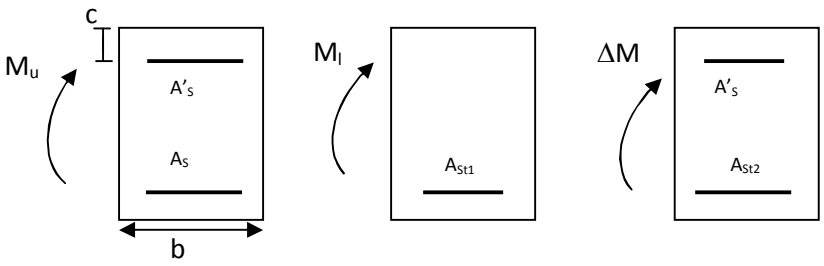
M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- **Armatures tendues** :

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

- **Armatures comprimées :**

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$



VI.A.3.1.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

- **PP1 :** Poutre principale proche des voiles de contreventement.
- **PP2** : Poutre principale loin des voiles de contreventement.
- **PS1** : Poutre secondaire proche des voiles de contreventement.
- **PS2** : Poutre secondaire loin des voiles de contreventement.

Les sections d'armatures des poutres et des poteaux sont déterminées à l'aide de logiciel de calcul de ferraillage **SOCOTEC** qui se base sur les principes de calcul du BAEL99.

Toutefois, l'utilisateur doit respecter quelques paramètres afin de ne pas fausser les résultats.

- **Différence de la convention de signes entre les deux outils de calcul :**

La convention entre « **ETABS** » et « **SOCOTEC**» est différente. En effet, les efforts

normaux positifs sur «**ETABS** » représentent des tractions et les négatifs des compressions. Contrairement au « **SOCOTEC»,** où les efforts positifs représentent des compressions et les négatifs des tractions.

- **Prendre en compte les coefficients : γ_s , γ_b ,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) :**

  γ_s = 1.15 , γ_b = 1.5 , θ = 1.

- **En situation accidentelle et pour t < 1h (Combinaison sismique):**

  γ_s = 1 , γ_b = 1.15 , θ = 0.85.

A) Exemple de ferraillage

- **Poutre principale loin aux voiles P.P.2:**

  - **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{88.979 \times 10^5}{30 \times 37.5^2 \times 14{,}2 \times 100} = 0{,}148 < \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow \mathbf{S.S.A}$$

$$\Longrightarrow \beta = 0{,}919$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{88.979 \times 10^5}{0{,}919 \times 37.5 \times 348 \times 100} = 7.42\ cm^2$$

On opte : $\mathbf{3HA14\ (fil) + 2HA14(chap) = 7.69\ cm^2.}$

  - **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{65.561 \times 10^5}{30 \times 37.5^2 \times 14.2 \times 100} = 0{,}109 < \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow \mathbf{S.S.A}$$

$$\Longrightarrow \beta = 0{,}942$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{65.561 \times 10^3}{0{,}942 \times 37.5 \times 348 \times 100} = 5.33\ cm^2$$

On opte : $\mathbf{3HA14\ (fil) + 2HA12(chap) = 6,88\ cm^2.}$

Les résultats de ferraillage des poutres sont dans le tableau suivant :

TableauVI.A.1 :Les résultats de ferraillage des poutres

Poutre	Zone	M_u [KN.m]	Situation	μ	β	OBS	A_{min} [cm^2]	A Cal [cm^2]	A Adopté [cm^2]	$A_{s\ total}$ [cm^2]
PP1 (30×40)	Travée	57.346	0.8GEY	0,062	0.968	S.S.A	6.0	3.95	3 HA 14 =4.62	9.24
	Appuis sup	-47.20	0.8GEY	0.078	0.959	S.S.A		3.28	3 HA 14 =4.62	9.24
	Appuis inf	27.146	GQEX	0.046	0.976	S.S.A		1.86	3 HA 14 =4.62	
PP2 (30×40)	Travée	65.561	GQEX	0,109	0.942	S.S.A	6.0	5.33	3 HA 14 (fil) + 2 HA 12 (chap)=6.88	11.5
	Appuis sup	-75.56	0.8GEX	0.084	0.956	S.S.A		5.35	3 HA 14 (fil) + 2 HA 12 (chap) = 6.88	11.5
	Appuis inf	50.77	GQEX	0.126	0.932	S.S.A		3.54	3 HA 14 = 4.62	
PS1 (30×35)	Travée	45.006	GQEX	0.065	0.966	S.S.A	5,25	3.58	3 HA 14 = 4.62	8.01
	Appuis sup	-63.00	0.8GEX	0.14	0.924	S.S.A		4.42	3 HA 12 (fil) + 2 HA 12 (chap)=5.65	12.53
	Appuis inf	52.38	GQEX	0.116	0.938	S.S.A		3.65	3 HA 14(fil) +2HA12(chap)= 6.88	
PS2 (30×35)	Travée	41.704	ELU	0.092	0.951	S.S.A	5.25	3.87	3 HA 14 = 4.62	8.01
	Appuis sup	-32.74	0.8GEX	0.072	0.963	S.S.A		2.26	3 HA 12 (fil) + 2 HA 12 (chap)=5.65	12.53
	Appuis inf	22.95	GQEX	0.050	0.974	S.S.A		1.57	3 HA 14(fil) +2HA12(chap)=6.88	

VI.A.3.2.Armatures transversales a l'ELU (Art 7.5.2.2/ RPA99 version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$At = 0{,}003 \times S_t \times b$$

A) Espacement des armatures transversales selon le BAEL99 Art A.5.22

Selon le BAEL99 Art A.5.22 :

Selon le RPA la valeur maximal de l'espacement St des armatures transversal est fixée comme suites :

$$St \leq \min(0.9d ; 40cm)$$

Selon le RPA 2003 :

- $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_l\right)$ ⟹ Zone nodale
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ ⟹ Zone courante

Avec :

ϕ_l=12mm le diamètre minimal des armatures transversales des poutres

- **Pourcentage minimums des armatures transversales : (BAEL99 Art 5.1.22)**

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.4\ x\ b\ x\ s_t}{fe}$$

Tableau VI.A.2 : Calcul des armatures transversales à l'ELU.

Poutre	S_t (cm)			A_t (cm^2)	Amin (cm^2)	Ferraillage
Poutre Principale (30×40)	Zone nodale St≤ min (h/4;12ϕ)	St ≤ min(10;14.4)	10	0.9	0.3	4HA8 = 2.01cm^2
	Zone courante St≤(h/2)	St ≤ 20	15	1,35	0.45	
Poutre Secondaire (30×35)	Zone nodale St ≤ min (h/4;12ϕ)	St ≤ min (8.75 ;14.4)	8	0,72	0.15	4HA8 = 2.01cm^2
	Zone courante St ≤ (h/2)	St ≤ 17.5	15	1.35	0.45	

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nus de l'appui ou de l'encastrement.

- **Délimitation de la zone nodale :**

D'après le **RPA99 / version 2003 ,** la zone nodale est pour le cas des poutres est d'éliminé en figure **7.2** comme suite :

l' = 2.h.

Avec :

- **l' :** Longueur de la zone nodale**.**
- **h :** Hauteur de la poutre.

D'où :

- **Poutre principale :** l' = 2 ×40 = 80 cm.
- **Poutre secondaire :** l' = 2 ×35 = 70 cm.

VI.A.4. Vérifications à l'ELU :

a)Condition de non fragilité (BAEL 91 /modifiée 99 Art. A.4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0{,}23.b_0.d\ \frac{ft_{28}}{f_e}$$

- **Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) :** $A_{min} = 0{,}23 \text{ x } 30 \text{ x } 37.5 \text{ x } \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2$.

- **Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) :** $A_{min} = 0{,}23 \text{ x } 30 \text{ x } 32.5 \text{ x } \frac{2.1}{400} = 1.18 \text{ cm}^2$.

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{min}, donc, la condition est vérifiée.

b)Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91/ modifiée 99 Art 5.1.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0{,}2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right)$$

La fissuration est peu nuisible donc : $\bar{\tau}_u = 3{,}33\text{MPa}$.

- **Sens principale (30x40):**

V_u^{max} = 127.33 KN.

D'où : $\tau_u = \frac{127.33 \times 10^3}{300 \times 375} = 1.13MPa < \bar{\tau} = 3{,}33MPa$ ⟹ ***condition vérifiée.***

- **Sens secondaire (30x35) :**

V_u^{max} = 72.86 KN.

D'où : $\tau_u = \frac{72.86 \times 10^3}{300 \times 325} = 0.75 MPa < \bar{\tau} = 3{,}33 MPa$ ⟹ ***Condition vérifiée.***

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence des barre (BAEL 91/ A.6.1.3) :

Pour éviter le risque d'entrainement des barres longitudinale, il faut vérifiée la condition suivante :

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

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)
Ψ_s = 1,5 (Barres de haute adhérence).

Donc : $\bar{\tau}_{se}$ = 1,5 × 2,1 = 3,15 MPa.

Et :

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0{,}9d \sum \mu_i}$$

Où :

- $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres : $\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi_{max}$

- **Poutre principal (PP1 et PP2) :**

$\Sigma \mu_i = n . \pi . \phi_1 + n . \pi . \phi_2 = 3 \times 3{,}14 \times 14 + 2 \times 3.14 \times 12 = 207.24$ mm

D'où : $\tau_{se} = \frac{127.33 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 207.24} = 1{,}82$ MPa $\leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa.$

- **Poutre secondaire (PS1 et PS2) :**

$\Sigma \mu_i = n . \pi . \varphi_1 + n . \pi . \varphi_2 = 3 \times 3{,}14 \times 14 + 3 \times 3.14 \times 12 = 244.92$ mm

D'où : $\tau_{se} = \frac{72.86 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 244.92} = 1.02$ MPa $\leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa.$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) Influence de l'effort tranchant :

- **Influence sur le béton : (BAEL 91/modifiée 99 Art A.5.1.313)** :

Il faut vérifier que : $\frac{2Vu}{b_0 \times 0.9d} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma s}$

$$\frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma s} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33MPa.$$

- **Poutres principales (PP1 et PP2) :**

$$\frac{2Vu}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2\times127.33\times10^3}{300 \times0.9\times375} = 2.52 \text{ MPa} < 13.33\text{MPa}\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{\textit{Condition vérifiée.}}$$

- **Poutres secondaires (PS1 et PS2) :**

$$\frac{2Vu}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2\times72.86\times10^3}{300 \times0.9\times325} = 1.66 \text{ MPa} < 13.33\text{MPa}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{\textit{Condition vérifiée.}}$$

- **Influence aux niveaux des appuis(BAEL 99/modifiée Art 5.1.3.1.2):**

Pour équilibrer l'effort tranchant V_u et assurer une bonne manière de construction, il estrecommandé d'ancrer suffisamment la nappe d'armatures inférieure avec sa longueur de scellement. Ceci dit, il faut donc vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{A_{st\ adopté} > A_{st\ d'ancrage} = \frac{\gamma s \,.\, Vu}{fe}}$$

- **Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) :**

$$\mathbf{A_{st\ d'ancrage} = \frac{1.15x127.33x10^3}{400x10^2} = 3.66cm^2 < A_{st\ adopté} = 4.62\ cm^2.}$$

- **Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) :**

$$\mathbf{A_{st\ d'ancrage} = \frac{1.15x72.86x10^3}{400x10^2} = 2.09cm^2 < A_{st\ adopté} = 5.65\ cm^2.}$$

La condition est vérifiée et les armatures calculées sont suffisantes (on n'a pas besoin de prolonger les armatures).

e)Ancrage des barres (BAEL 91/ modifiée 99 Art. A.6.1.2 / CBA93) :

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour f_{c28}= 25 MPa , la longueur minimale de recouvrement est égale à :

D'après le BAEL99 : ls=35 ϕ

D'après le RPA 2003 : ls = 40ϕ (zone II-a) [**RPA 2003/ Art. 7.5.2.1]**

- Pour les HA 14 : l_s= 40×1,4 = 56 cm
- Pour les HA 12 : l_s= 40×1,2 = 48 cm

L_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : L_c= 0,4L_s

- Pour les HA 14 : L_c= 0,4 ×56 = 22.5 cm.
- Pour les HA 12 : L_c= 0,4 × 48 = 19.2 cm

Donc : **L_c = 25 cm.**

VI.A.5.Vérification à l'ELS :

a)Vérification des contraintes dans le béton (BAEL 91/ modifiée 99 Art Art A.4.5.2) :

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

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}.$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1}$
- $\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d}$; $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Avec :

- σ_s : Contrainte de traction des aciers.
- A_a : Section d'armatures adoptées à l'E.L.U.
- β et K_1 sont obtenus à l'aide d'abaques du annexes E.L.S. du BAEL.99 en fonction de ρ.

- **Poutre principale(30x40) :**

Tableau VI.A.3. Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principal.

Groupe	Localisation	$M_{s\,max}$ [KN.m]	$A_{adoptée}$ [cm^2]	ρ	β	K_1	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
PP1	En travée	21.005	4.62	0.388	0.903	37.63	321.48	8.30	Condition vérifie
	Appuis sup	-29.112	4.62	0.388	0.903	37.63	433.1	11.5	Condition vérifie
	Appuis inf	10.137	4.62	0.388	0.903	37.63	150.80	4.01	
PP2	En travée	47.031	6.88	0.580	0.887	29.25	205.51	7.03	Condition vérifie
	Appuis sup	-54.73	6.88	0.580	0.887	29.25	239.16	8.18	Condition vérifie
	Appuis inf	38.514	4.62	0.388	0.903	37.63	472.95	12.57	

- **Poutre secondaire (30x35) :**

Tableau VI.A.4. Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires.

Groupe	Localisation	$M_{s\,max}$ [KN.m]	$A_{adoptée}$ [cm^2]	ρ	β	K_1	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\sigma_{bc} < \sigma_s$
PS_1	En travée	21.821	4.62	0.472	0.896	33.08	162.20	4.90	Condition vérifie
	Appuis sup	-22.333	5.65	0.580	0.887	29.25	137.12	4.68	Condition vérifie
	Appuis inf	12.632	6.88	0.704	0.878	25.98	64.34	2.48	
PS_2	En travée	29.26	4.62	0.472	0.896	33.08	217.5	6.57	Condition vérifie
	Appuis sup	-24.182	5.65	0.580	0.887	29.25	148.47	5.076	Condition vérifie
	Appuis inf	15.55	6.88	0.704	0.878	25.98	79.21	3.05	

b) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 /révisées 99Art.A.4.5.32) :

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Etat limite de déformation (la flèche) (BAEL 91/ révisées99 Art B.6.5) :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible, pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. C'est pour cela la condition suivante doit être vérifiée

$$f < \bar{f}$$

- Pour L > 5 m $\quad \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0{,}5$ cm
- Pour L < 5 m $\quad \bar{f} = \frac{L}{500}$

Avec :

$\bar{f}$: la flèche admissible.

f : Flèche maximale des poutres principales et secondaires (Déduite du logiciel ETABS).

L : la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- **Poutre Principale (30×40) :**

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0{,}5 \text{ cm} = \frac{535}{1000} + 0{,}5 = 1.035 \text{ cm}.$$

$f_{ETABS} = 0.2\ cm < \bar{f} = 1.035cm$ ⟹ ***Condition vérifiée***.

- **Poutre secondaire (30×35) :**

$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{445}{500} = 0.89$ cm.

$f_{ETABS} = 0.0332cm < \bar{f} = 0.89\ cm$ ⟹ ***Condition vérifiée***.

Conclusion :

D'où le ferraillage retenu pour les poutres est résumée dans le tableau suivant comme suite :

Tableau VI.A.5. Récapitulatifs du ferraillage obtenu pour les poutres principales et secondaires.

type	Armatures longitudinales		Armatures transversales	Espacement des armatures transversales [cm]	
P.P.1	Travée	3 HA 14	4HA8 (un cadre et un étrier en $\varphi 8$)	**Zone nodale**	10
	Appui sup	3 HA 14 (filantes) + 2 HA 12 (chapeaux)		**Zone courante**	15
	Appui inf	3 HA 14			
P.P.2	Travée	3 HA 14 (filantes) + 2 HA 12 (chapeaux)	4HA8 (un cadre et un étrier en $\varphi 8$)	**Zone nodale**	10
	Appui sup	3 HA 14 (filantes) + 2 HA 12 (chapeaux)		**Zone courante**	15
	Appui inf	3 HA 14			
P.S.1	Travée	3 HA 14	4HA8 (un cadre et un étrier en $\varphi 8$	**Zone nodale**	8
	Appui sup	3 HA 12 (filantes) + 2 HA 12 (chapeaux)		**Zone courante**	15
	Appui inf	3 HA 14 (filantes) + 2 HA 12 (chapeaux)			
P.S.2	Travée	3 HA 14	4HA8 (un cadre et un étrier en $\varphi 8$	**Zone nodale**	8
	Appui sup	3 HA 12 (filantes) + 2 HA 12 (chapeaux)		**Zone courante**	15
	Appui inf	3 HA 14 (filantes) + 2 HA 12 (chapeaux)			

Les Poteaux

VI.B. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Ils seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau VI.B.1: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Situation	γ_b	γ_s	F_{c28} [MPa]	F_{bu} [MPa]	F_e [MPa]	σ_s [MPa]
Durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Accidentelle	1.15	1		21.74		400

Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

- 1.35 G + 1.5 Q (E.L.U)
- G + Q (E.L.S)

} **(BAEL 99).**

- G + Q ± E (RPA99/Version_2003)
- 0.8 G ± E (RPA99/Version_2003)

} **(Combinaisons d'actions sismiques).**

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :

$$e = \frac{M_U}{N_U}$$

- **Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

$$N_u\left(d - c'\right) - M_f \leq \left(0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}.$$

Avec :

- M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u\left(\frac{h}{2} - c + e\right) = M_U + N_U\left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right).$$

$$N_u\left(d - c'\right) - M_f \rangle \left(0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}.$$

Les armatures seront calculées suivants les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal de compression (ou de traction) $\mathbf{N_{max}}$ et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression(ou de traction) $\mathbf{N_{min}}$ et moment correspondant.
- Moment maximal $\mathbf{M_{max}}$ et effort normal correspondant.

Conventions :

N < 0 ⇨ compression
N > 0 ⇨ traction

VI.B.2 Les recommandations du RPA99/version 2003 pour le ferraillage des poteaux (article 7.4.2)

- **Armatures longitudinales (RPA99/version 2003Art 7.4.2) :**

D'après l'article **7.4.2 du RPA99 version 2003**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de 0,8% de la section du poteau.

⇨ **Poteaux (50× 50)** : $A_{min} = 0{,}008 \times 50 \times 50 = 20\ cm^2$
⇨ **Poteaux (45× 45)** : $A_{min} = 0{,}008 \times 45 \times 45 = 16.2 cm^2$
⇨ **Poteaux (40× 40)** : $A_{min} = 0{,}008 \times 40 \times 40 = 12.8\ cm^2$

- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante :

⇨ **Poteaux (50× 50) :** $A_{min} = 0{,}04 \times 50 \times 50 = 100 cm^2$
⇨ **Poteaux (45× 45) :** $A_{max} = 0{,}04 \times 45 \times 45 = 81\ cm^2$
⇨ **Poteaux (40× 40) :** $A_{min} = 0{,}04 \times 40 \times 40 = 64 cm^2$

- Le pourcentage maximal est de 6% en zone de recouvrement :

⇨ **Poteaux (50× 50) :** $A_{min} = 0{,}06 \times 50 \times 50 = 150 cm^2$
⇨ **Poteaux (45× 45) :** $A_{max} = 0{,}06 \times 45 \times 45 = 121.5\ cm^2$
⇨ **Poteaux (40× 40) :** $A_{min} = 0{,}06 \times 40 \times 40 = 96 cm^2$

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur de recouvrement minimal est de 40ϕ zone II a
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites en dehors des zones nodales.
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre – poteau) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont donnée par les relations suivantes :

$$h' = max\left(\frac{h_e}{6};\ b_1\ ;\ h_1\ ;\ 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

Avec :

$b_1; h_1$: Les dimensions de la section transversale du poteau.

h_e : La hauteur du poteau.

b; d : Les dimensions de la section transversale de la poutre.

- **Armatures transversales :**(art7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2.5$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

- $S_t \leq \min(10\phi;15cm)$ Dans la zone nodale (en zone II).
- $S_t \leq$ min (15Ø) dans la zone courante (en zone II).

Ø : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **10** Ø minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (Ø cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{A_t}{S_t \times b}$ en **%**) est donnée comme suit:

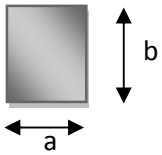
Si $\lambda_g \geq 5$ ⇨ 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$ ⇨ 0.8%

Si :

$3 < \lambda_g < 5$ Par interpolation entre les valeurs limites précédentes

λ_g est l'élancement géométrique du poteau



$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ou \ \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.
l_f : longueur de flambement du poteau **(BAEL99 article B.8.3.3) .**

*VI.B.3.*Calcul du ferraillage des poteaux :

Les sections d'armatures des poteaux sont déterminées en fonction des dimensions de ces derniers tel que :

- Entre-sol et RDC : Poteaux 50 × 50.
- 1er,2 éme et 3ème étage : Poteaux 45 × 45.
- 4ème, 5 éme et 6ème étage: Poteaux 40 ×40.

Les résultats des efforts internes au niveau des éléments poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel **ETABS,** et leur ferraillage peut se faire soit par un calcul manuel ou automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**,

Exemple de calcul du ferraillage par une méthode numérique

- **Les armatures longitudinales :**

↳ **Poteau (50x50) :**

N_{max} = -2184.95 KN { M_2^{max} = 4.214KN.m ; M_3^{max} =1.461KN.m } ⟹ N_{max} = -2184.95 KN ⟹ M_{max}= 4.214KN.m

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4.214\times10^2}{2184.95} = 0.19\ \text{cm} < (\frac{h}{2} - c) = (\frac{50}{2} - 2.5) = 22.5cm.$$

$$M_f = N_u \times g = N_u\left(\frac{h}{2} - c + e\right) = 2184.95\left(\frac{50}{2} - 2.5 + 0.19\right) = 49576.5155KN.cm.$$

On doit vérifier cette condition

$$\boldsymbol{N_u(d-c) - M_f < (0.337h - 0.81c).b.h.f_{bu}}$$

$d = h - c = 0.4 - 0.03 \Longrightarrow$ d = 0.37m

$N_u(d-c) - M_f = 2184.95 \times (47.5 - 2.5) - 49576.515 = 48746.235KN.cm$.....**(1)**

$(0.337h - 0.81c).b.h.f_{bu} = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 2.5) \times 50 \times 50 \times 14.2 \times 10^{-1}$

$(0.337h - 0.81c).b.h.f_{bu} = 52628.75KN.m$.....**(2)**

$(1) < (2)$ ..... **Condition vérifiée**

Donc la section est partiellement comprimée (SPC)

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{49576.515}{50x47.5^2 x14.2x10^{-1}} = 0.309$$

μ =0.309 < μ_l=0.392 ⟹ ***SSA***

↳ ß =0.808

$$Al = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{49576.515}{0.808x47.5x34.8} = 37.12$$

Af=0.

La section réelle d'armature est :As = $A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$ = 37.12- $\frac{2184.95}{34.8}$ =-25.66 cm^2.

Donc : As =-25.66 cm^2 .

Remarque :
La section d'armature est négative, donc le béton seul suffit.

- **Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :**

Tableau VI.B.1 : Résultats de ferraillage à l'ELU suivant les deux sens

Niveau	Section	Sollicitation	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	situation	Asup	Ainf	Amin RPA	Choix	As Adoptée Cm^2
Entre Sol et RDC	50×50	N^{max}-$M_2^{cor\ r}$	-2184.95	-4.214	E.L.U	0	0	20	12HA16	24.12
		N^{max}-M_3^{corr}	-2184.95	1.461	0.8GEX	0	0			
		N^{min}-M_2^{corr}	450.66	8.34	E.L.U	5.93	7.02			
		N^{min}-M_3^{corr}	450.66	0.441	E.L.U	6.45	6.51			
		M_2^{max} -N^{corr}	-990.46	63.785	E.L.U	0	0			
		M_3^{max} -N^{corr}	-587.17	72.818	GQEX	0	0			
1^{er} étage au $3^{ème}$ étage	45×45	N^{max}-$M_2^{cor\ r}$	-1591	-7.789	E.L.U	0	0	16.2	12HA14	18.48
		N^{max}-M_3^{corr}	-1591	4.159	E.L.U	0	0			
		N^{min}-M_2^{corr}	51.41	4.159	GQEX	0.38	0.91			
		N^{min}-M_3^{corr}	51.41	11.775	GQEX	0	1.39			
		M_2^{max} -N^{corr}	-741.24	62.079	E.L.U	0	0			
		M_3^{max} -N^{corr}	-541.67	-74.031	GQEX	0	0			
$4^{éme}$ étage au $6^{ème}$ étage	40×40	N^{max}-$M_2^{cor\ r}$	-784.17	7.664	E.L.U	0	0	12.8	12HA12	13.56
		N^{max}-M_3^{corr}	-784.17	2.04	E.L.U	0	0			
		N^{min}-M_2^{corr}	51.67	2.423	0.8GEY	0.47	0.82			
		N^{min}-M_3^{corr}	51.67	8.68	0.8GEY	0.01	1.28			
		M_2^{max} -N^{corr}	-145.78	64.817	E.L.U	0	3.24			
		M_3^{max} -N^{corr}	-100.88	48.647	GQEX	0	2.06			

NB :

Les sections d'armatures trouvée sont inférieures à celles exigées par le **RPA2003** donc les poteaux seront ferraillés avec les sections minimales réglementaires.

Diamètre minimum des armatures longitudinales :

Toutes les sections d'armatures longitudinales adoptées ont au moins un diamètre de 12mm, donc la condition exigée par le **RPA99 / version 2003 (Article 7.4.2.2)** est vérifiée.

VI.B.3. Vérification des exigences de l'RPA 99 version 2003) :

1) Les armatures longitudinales (Art 7.4.2.1/ RPA 99 version 2003) :

- **longueur de recouvrement**
  - La longueur minimale des recouvrements est de: $40\emptyset$ *en* zone IIa .

✓ Poteaux (50 × 50) : $l_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}.$

✓ Poteaux (45 × 45) : $l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{m}.$

✓ Poteaux (35 × 35) : $l_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}.$

2) Calcul des armatures transversales :

A) Diamètre des armateurs transversales : (ArtA.8.1,3/BAEL91modifiées 99) :

Les armatures transversales ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL.91_modif.99, le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{16}{3}$ =5.33 mm $\emptyset_t$= 8 mm. Soit : At =4 HA8 =2.01 cm^2

Φ_t : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

B) Section des sections d'armatures :

Leur calcul se fait à l'aide de la formule.(RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

t : Espacement des armatures transversales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & si \quad \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & si \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$$

A) Espacement des armatures transversales selon le RPA 99 version 2003

Selon le RPA la valeur maximal de l'espacement St des armatures transversal est fixée comme suites :

- **Dans la zone nodale** $\mathbf{S_t} \leq min\ (10\emptyset\ ;\ 15\ cm)$.

  $\boldsymbol{S_t} \leq min\ (10 \times 1{,}2\ ; 15\ cm) = min\ (12; 15\ cm)$ soit: $\boldsymbol{S_t = 10\ cm}$.

- **Dans la zone courante** $\mathbf{S_t} \leq min(15\emptyset)$.

  $\boldsymbol{S_t} \leq min\ (15\ \emptyset) = min\ (15 \times 1{,}2) = 18cm$ soit: $\boldsymbol{S_t = 15\ cm}$.

Avec :

ϕ_l=12mm le diamètre minimal des armatures longitudinal des poteaux.

B) L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{L_f}{b}$$

Lf =0.7 l_0

Avec :

l_0 : c'est la hauteur du poteau.

Lf : longueur libre du poteau.

λ_g: elancement géometrique du poteau .

Tableau VI.B.2 Valeurs de « λg » et « ρa » pour les différentes sections des poteaux.

Section des poteaux des différents niveaux	Niveau	hauteur libre du Poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	ρ_a
50x50	Entre-sol	L_0 = 3.57 m	3 < 4.99 < 5	3.75
	RDC	L_0 = 3,06 m	3 < 4.28 < 5	3.75
45×45	1 er , 2 eme et 3 eme Etage	L_0 = 3,06 m	3 < 4.76 < 5	3.75
40×40	4 eme 5 eme et 6 eme Etage	L_0 = 3,06 m	5.35 < 5	2,5

C) Vérification de la quantité des armatures transversales :

La quantité minimale d'armature transversales est donner comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5$ .....$A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b_l$
- Si $\lambda_g \leq 3$ .....$A_t^{min} = 0.8\% S_t \times b_l$
- Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ .....Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

L'interpolation entre deux valeurs :

- Zone nodale : (St=10 cm)

$$\frac{At}{bxSt} = \frac{2.01}{50x10} = 0.4\%$$

$A_t^{min} = 0.4\% S_t \times b_l = 0.004x\ 10x50 = 2\ cm^2$

- Zone courante : (St=15 cm)

$$\frac{At}{bxSt} = \frac{2.01}{50x15} = 0.268\ \%$$

$A_t^{min} = 0.268\% S_t \times b_l = 0.004x\ 15x50 = 2.01\ cm^2$

Tableau VI.B.3 Détermination des armatures transversales

Sections	Niveau	ρ_a	A_{min}	Espacement (cm)		Vu	A_t	$A_{adopté}$
50 x 50	Entre-sol	3.75	2	Zone nodale	10	62.69	1.17	4HA8= 2,01cm² (2 cadres en ϕ8)
			2.01	Zone courante	15		1.76	
	RDC	3.75	2	Zone nodale	10	62.69	1.17	4HA8= 2,01cm² (2 cadres en ϕ8)
			2.01	Zone courante	15		1.76	
45x45	1ème 2ème et 3ème Etage	3.75	1.62	Zone nodale	10	64.79	1.62	4HA8= 2.01cm² (2 cadres en φ8)
			1.62	Zone courante	15		1.08	
40x40	4ème 5ème et 6eme Etage	2.5	1.2	Zone nodale	10	51.62	0.81	4HA8= 2.01cm² (2 cadres en φ8)
			1.8	Zone courante	15		1.20	

Remarque :

On remarque que la condition du RPA 2003sur la section minimale n'est pas vérifiée dans les poteaux (45x45), donc nous avons le choix entre :

- Augmenter le diamètre des cadres
- Diminuer l'écartement St

Et pour des raisons de mise en œuvre nous avons opté pour le deuxième choix :

On diminuer l'écartement St :

- Zone nodale **St = 8 cm**
- Zone courante **St = 12 cm**

A) Longueur d'ancrage : (BAEL 99/Article A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06\, f_{c28} = 0.6 + 0.006 \times 25 = 2.1$

$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$

ψ =1.5 pour les acier haute adhérence

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

- **pour HA 12 : $l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835}$** =42.33cm ……. on prend ls = 45cm
- **Pour HA 14** : **ls** = $\frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835}$ = 49.38 cm …… on prend ls = 50cm
- **Pour HA 16 : $l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835}$** = 56.44 cm ……. on prend ls = 60cm

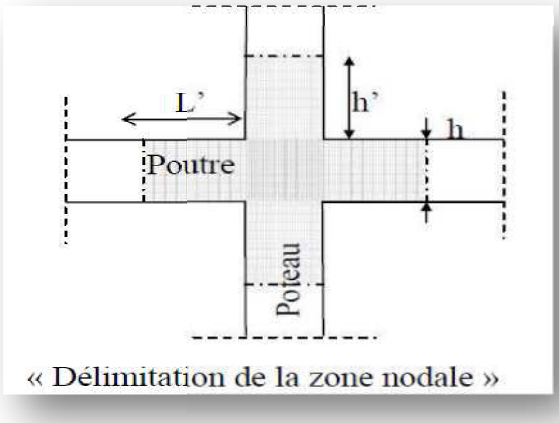
c) Vérification au cisaillement :(RPA 99 version 2003/Art 7.4.3.2) :

$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$ avec fc28 = 25 MPa

Et $\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \quad d'ou \quad \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \quad d'ou \quad \rho_b = 0.04 \end{cases}$

Poteaux	Vu (KN)	B (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_b	τ_{bu} (MPA)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPA)	Vérification
50x50	62.69	50	47.5	4.99 4.28	0.04	0.26	1	***Condition Vérifiée***
45x45	64.79	45	42.5	4.76	0.04	0.33	1	***Condition Vérifiée***
40x40	51.62	40	37.5	5.35	0.075	0.34	0.34	***Condition Vérifiée***

A) Délimitation de la zone nodale



« Délimitation de la zone nodale »

La zone nodale est constituée par un nœud poutre poteau proprement dit et les extrémités é des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont donne dans la formule suivante :

h' = max ($\frac{h_e}{6}$, b, h, 60 cm)

Avec :

. h' : Hauteur de la zone nodale.

. h_e : Hauteur libre d'étage (h_e= 306-20= 286 cm).

. b_1 et h_1 : Dimensions transversales du poteau considéré.

D'où :

- **Poteaux 50x50 cm² :**
  - **Entre –sol :**

h'= Max (53.66; 50 ; 50 ; 60 cm) ⇒ h'= 60 cm.

- **RDC:**

h'= Max (45.16; 50 ; 50 ; 60 cm) ⇒ h'= 60 cm.

- **Poteaux 45x45 cm² :** h'= Max (45.16 ; 45 ; 45 ; 60 cm) ⇒ h'= 60 cm.
- **Poteaux 40x40 cm² :** h'= Max (45.16 ; 40 ; 40 ; 60 cm) ⇒ h'= 60 cm.

On prend : $\mathbf{h' = 60\ cm}$

Remarque : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1 BAEL 91/ Modifié 99):

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

Ou : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$

Tableau VI.B.4 Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.

Section S [cm²]	Sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	es [m]	Amin [cm²]	A adoptée [cm²]	A adoptée > Amin
(50x50)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-1586.75	-3.012	0.002	7.15	24.12	**Condition vérifiée**
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-1586.75	-1.065	0.0007	7.09		
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	-43.15	-19.41	0.45	1.85		
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	-43.15	-5.953	0.14	4.19		
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-721.35	45.918	0.064	18.53		
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-869.57	12.459	0.014	7.85		
(45x45)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-1157.23	-5.678	0.005	5.87	18.48	**Condition vérifiée**
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-1157.23	-2.048	0.002	5.73		
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	-147.6	-3.51	0.024	7.11		
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	-147.6	-0.703	0.005	5.87		
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-394.72	45.029	0.11	0		
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-468.28	21.86	0.047	10.62		
(40x40)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-570.78	-5.568	0.01	4.86	13.56	**Condition vérifiée**
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-570.78	-1.522	0.003	4.54		
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	-14.28	-3.511	0.25	0.79		
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	-14.28	-5.58	0.39	1.24		
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-106.57	-47.11	0.44	1.316		
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-110.85	27.31	0.25	0.79		

VII.B.4. Vérifications à l'E.L.S. :

Etat limite d ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Etat limite de compression du béton :

On calcul les contraintes du béton et de l'acier dans les deux directions x-x et y-y et on les compare aux contraintes admissibles afin de vérifiées les sections adoptées à l'ELS .

σbc < $\overline{\sigma}$bc = 0.6 x fc28= 0.6 x 25= 15 MPA. Afin de se simplifier le calcul, cette vérification est effectuée à l'aide du logiciel de ferraillage SOCOTEC.

Les résultats de la vérification sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau VI.B.5 Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux

Section S [cm²]	Sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	A sup-adoptée [cm²]	A inf-adoptée [cm²]	σbc-sup [MPA]	σbc-inf [MPA]	σst-sup [MPA]	σst-inf [MPA]	obs
(50x50)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	1586.7	-3.012	8.04	8.04	5.41	5.62	88.4	85.3	cv
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	1586.7	-1.065			5.47	5.55	87.4	86.3	Cv
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	43.15	-19.41			0	1.6	16	32.6	Cv
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	43.15	-5.953			0	0.37	5.61	1.23	Cv
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	721.35	45.918			4.14	0.88	63.2	15.7	Cv
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	869.57	12.459			3.46	2.58	54	41.1	Cv
(45x45)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	1157.23	-5.678	6.15	6.15	4.55	5.08	82.6	74.5	Cv
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	1157.23	-2.048			4.72	4.91	80	77.1	Cv
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	147.6	-3.51			0.45	0.78	12.5	7.53	Cv
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	147.6	-0.703			0.58	0.65	10.5	9.52	Cv
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	394.72	45.029			3.76	0	60	8.63	Cv

	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	468.28	21.86			2.96	0.94	47.3	16.3	Cv
(40x40)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	570.78	-5.568	4.52	4.52	2.8	3.66	55	43.7	Cv
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	570.78	-1.522			3.11	3.35	50.9	47.8	Cv
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	14.28	-3.511			0	0.46	6	9.51	Cv
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	14.28	-0.935			0.01	0.15	2.18	0.29	Cv
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	106.57	-47.11			0	6.06	75.3	200	Cv
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	110.85	27.31			3.54	0	46.7	74.1	cv

↳ **Conclusion**: Le ferraillage des poteaux sera comme suit :

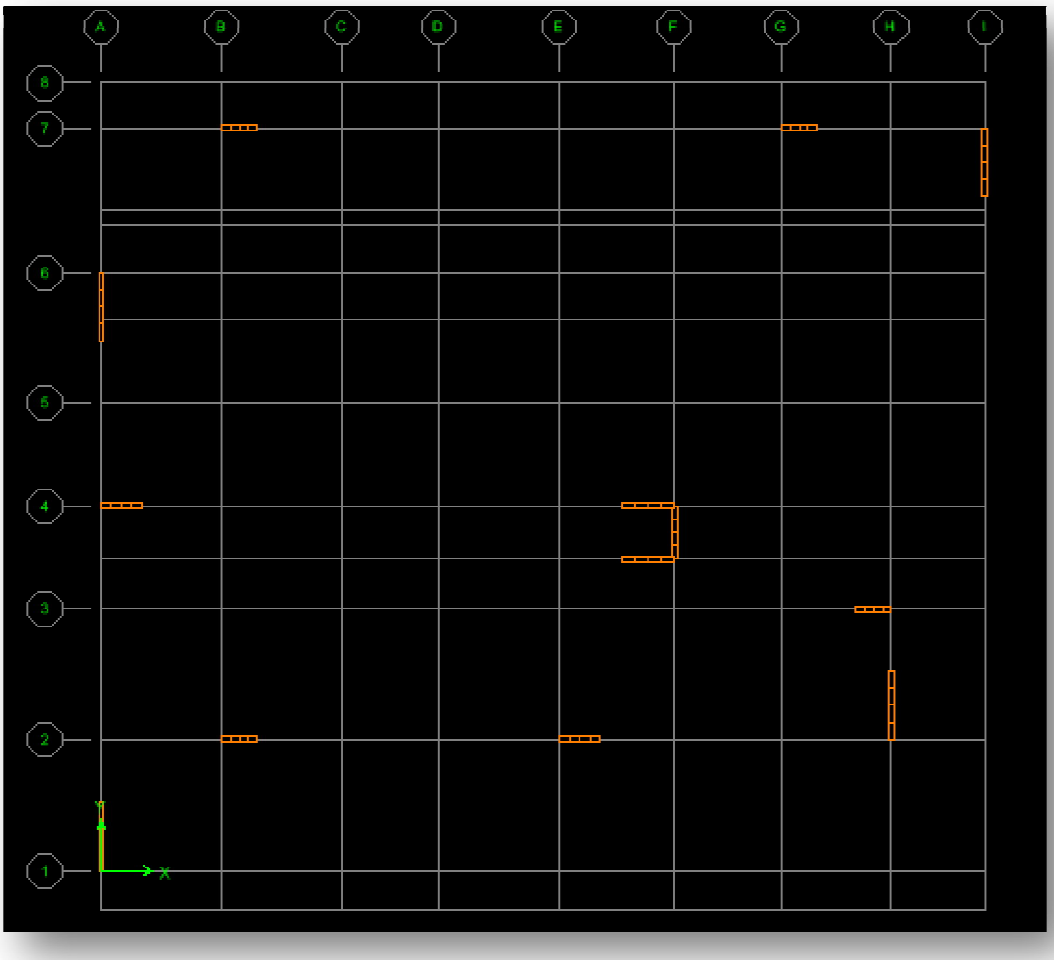
Tableau VI.B.6 : Récapitulatif du ferraillage des poteaux.

Sections [cm²]	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Espacement des armatures transversales [cm]	
50x50	12HA 16	2 cadres de Φ8	**Zone nodale**	10
			Zone courante	15
45x45	12HA 14	2 cadres de Φ8	**Zone nodale**	8
			Zone courante	12
40x40	12HA 12	2 cadres de Φ8	**Zone nodale**	10
			Zone courante	15

Les voiles

VI.C. Introduction :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale encastrée à son pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées au niveau de chaque plancher. Le voile est ainsi sollicité par un effort normal N, un effort tranchant V, et un moment fléchissant M qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement. Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leur ferraillage est composé d'armatures horizontales, d'armatures verticales et d'autres transversales.



FigureVI.C.1. La disposition des voiles.

VI.C.1 Méthodes de calcul:

IL existe plusieurs méthodes de calcul de ferraillage des voiles parmi lesquelles :

- méthodes des bandes qui repartie les aciers en fonction de la distribution des contraintes selon la longueur du voile.
- méthode classique de calcul de section d'acier en flexion composée qui regroupe toute la section d'acier à l'extrémité du voile. Cette méthode est simple mais nécessite la connaissance du bras de levier des aciers (ce qui ne correspond pas à l'enrobage comme c'est le cas pour les poteaux et les poutres). Un calcul par étapes doit se faire en fonction de la section calculée et des aciers retenus).

Méthode de ferraillage des voiles utilisée : est la méthode des bandes, qui se fait pour une bande de largeur(d), elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M) ou elles peuvent être déduites directement du logiciel « ETABS » .

Note : Dans notre cas les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.
Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

Zone I : Entre-sol et RDC
Zone II : 1 ^{er}, 2^{éme} et 3^{éme} étage
Zone III : 4^{éme} , 5^{éme}et 6 ^{éme} étage

Etape de calcul :
Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes :

a. L a détermination des contraintes :
Les contraintes maximales et minimales peuvent être déduites directement du logiciel « ETABS » (S22en [kN/m²]) ou être calculées à l'aide des formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :
M : Moment dans le voile.
N : Effort normale dans le voile.
B : Section du béton
I : Moment d'inertie du trumeau.
V et V' : Bras de levier V = V'= $\frac{Lvoile}{2}$

A) Détermination des diagrammes de contraintes :

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par la condition suivante :

$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)$ [**Art 7.7.4 RPA99/ modifié 2003**]

Avec :

he : Hauteur entre nus des plancher délimitant le voile considéré.

Lt : Longueur de la zone tendue : $\mathbf{L_t = L - L_c}$

Lc : Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} \times L$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C)**
- Section entièrement tendue (**S.E.T)**
- Section partiellement comprimé (**S.P.C)**

b) Déterminer les efforts normaux ultimes :

Les efforts normaux ultimes sont déterminés en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque bande. Par exemple :

$$N_i = \frac{\sigma_{max}-\sigma_1}{2}.\, d.e \qquad N_{i+1} = \frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}.\, d.e$$

Où :

e : Epaisseur du voile.

σ_1 est déterminée à l'aide du théorème de Thalès.

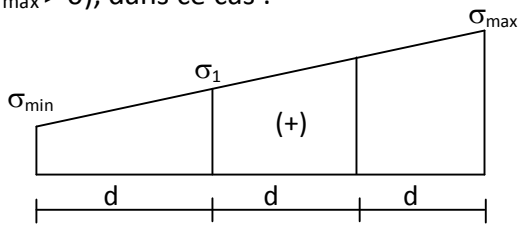
c) Calcul des sections d'armatures :

Trois cas de sections peuvent se présenter :

- **Section entièrement comprimée (S.E.C):**

Une section est dite entièrement comprimée si les contraintes minimales et maximales sont toutes les deux supérieures à zéro (σ_{min} et $\sigma_{max} > 0$), dans ce cas :

$$Av_i = \frac{N_{ui} _ B.f_{bc}}{\sigma_s}$$



FigureVI.C.2. Diagramme d'une section entièrement comprimé**.**

- **Section partiellement comprimée (SPC):**

Une section est dite entièrement tendue si les contraintes minimales et maximales sont de signe différent, dans ce cas :

$$Av_i = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$$

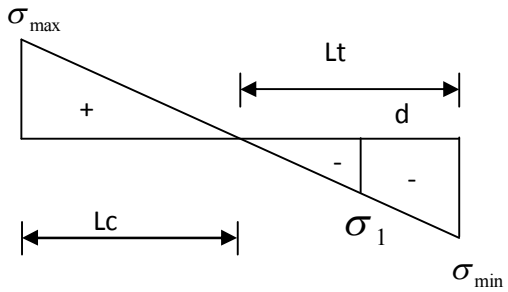


Figure VI.C.3 Diagramme d'une section partiellement comprimé

- **Section entièrement tendue (SET):**

Une section est dite entièrement tendue si les contraintes minimales et maximales sont toutes les deux inférieures à zéro (σ_{min} et $\sigma_{max} < 0$), dans ce cas :

$$Av_i = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$$

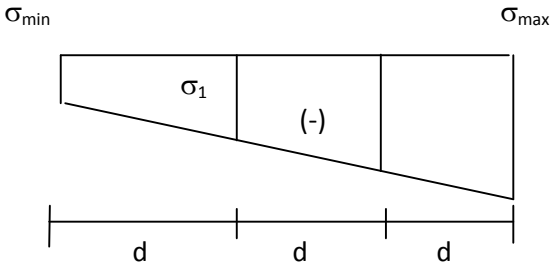


Figure VI.C.4 Diagramme d'une section entièrement comprimé.

VI.C.2 Détermination des armatures :

A) Armatures horizontales :

- **Exigences du RPA2003**: (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à $135°$ ayant une longueur de $\mathbf{10\emptyset}$

La section des armatures horizontales doit être : $\boldsymbol{A_H > 0{,}15\ \%\ .\ B}$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- **Exigence du BAEL99** : (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifié 99)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- **Règles communes du RPA 2003 pour les aciers verticaux et horizontaux:** (Art 7.7.4.3/RPA 2003)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit:

Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0,15\ \%$. B

Zone courante : A_v et $A_h \geq 0,10\ \%$. B

C) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 révise 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

1) Armatures minimales:

❖ **Section entièrement comprimée : (SEC)**

Selon l'article (Art A.8.1,21/BAEL91modifié 99)

$$\begin{cases} A_{min} \geq 4\ cm^2/ml \\ 0{,}2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0{,}5\% \end{cases}$$

Selon l'article (7.7.4.3 du RPA 99version2003):

$$A_{min} \geq 0.15\%B$$

❖ **Section partiellement comprimée : (SPC)**

- **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2, 1/BAEL91 modifié 99)

$$\begin{cases} A_{min} \geq \frac{0{,}23.B.f_{t28}}{f_e} \\ A_{min} \geq 0{,}2\% \,.\, B \end{cases}$$

Selon l'article (7.7.4.1 du RPA 99 version 2003) [3] :

$$A_{min} \geq 0.2\%B$$

❖ **Section entièrement tendue (SET) :**

- **Condition non fragilité :** (Art .4.2.1 /BAEL 91 modifié 99)

$$\begin{cases} \boldsymbol{A_{min} \geq \frac{0{,}23.B.f_{t28}}{f_e}} \\ \boldsymbol{A_{min} \geq 0{,}15\% \,.\, B} \end{cases}$$

E) Espacement : (Art 7.7.4.3/RPA99 révisé 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes: $S_t \leq min\ (1{,}5a\ ;30\ cm)$

Donc :

dans notre cas on a : a=20cm

↳ St $\leq 30cm$

F) Potelets

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur(1/10)de la longueur du voile ,cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

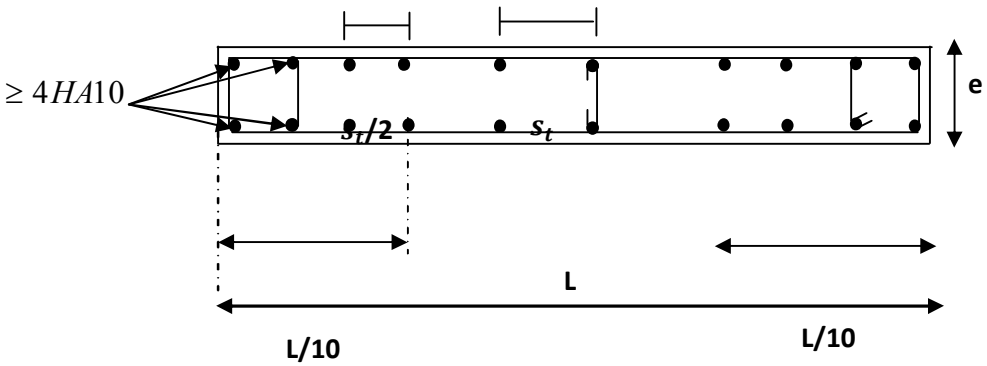


Figure VI.C.5 Disposition des armatures verticales dans les voiles

G) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à:

*** 40**Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible .

∗ **20**Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

H) Armatures de coutures : (Art 7.7.4.3 RPA 99 révisé 2003)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$A_{vj} = 1{,}1\ \frac{V}{f_e}$ Avec : T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

V=1,4T

I) Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{max} = \frac{e}{10} = 20m$$

VI.C.3. Vérification à l'ELU

1. Contrainte limite de cisaillement

L'effort tranchant Vu est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement S12 par la section sur laquelle elle agit (Vu = S12 x L x e).

Ainsi que la contrainte de cisaillement est limité comme suite :

D'après le BAEL99 (A.5.1.2.1) [02]

$$\tau_u = \frac{Vmax\ ElU}{b.d} < \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15fc28}{\gamma b}\ ; 4\ MPa\right\} = 3.26\ MPa$$

↳ Pour la fissuration préjudiciable.

D'après le RPA2003 (Art 7.7.2. RPA 99 version 2003)

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \mathbf{0,2\ f_{c28} = 5\ MPa}$$

Avec :

b : Epaisseur du linteau ou du voile.

d :Hauteur utile (d =0,9 h)

h : Hauteur totale de la section brute.

VI.C.4. Vérification à l'ELS :

A l état limite de service il faut vérifies que la contrainte de compression $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

σ_{bc}= 0.6x25=15 MPa

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns}{B+15A}$$

Les sections d'armatures sont déterminées en fonction de la longueur des voiles de contreventement tel que :



- VL1 , VL2 ,VL6 et VL7: Voiles de 1.30 m de longueur.
- VL8 et VL3: Voiles de 1.5 m de longueur.
- VL4 , VL5 et VT3 : Voiles de 1.95m de longueur (pour l'ascenseur)
- VT1, VT2 ,VT4 et VT5 : Voiles de 2.5 m de longueur.

Les Voiles « V » sont divisés en fonction des étages comme suit :

Zone I : Entre-sol et RDC
Zone II : 1 ^{er}, 2^{éme} et 3^{éme} étage
Zone III : 4^{éme} , 5^{éme}et 6 ^{éme} étage

VI.C.5 : Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage du voile Vl1 de la zone I :

A) **Caractéristiques géométriques :**

L=1.30m , e=0.2m , B=0.26 m^2 , V=V '= $\frac{L}{2}$ = 0.65m, I= $\frac{e.L^3}{12}$=0.037 m^4.

B) Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (**N_i** et **N_{i+1}**) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\boldsymbol{\sigma_{max} = 4272.93\ KN/m^2}$ **(Traction)**
- $\boldsymbol{\sigma_{min} = -9237.57\ KN/m^2}$ **(Compression)**

↳ Selon les contraintes donnée par ETABS ; la section est partiellement comprimé(S.P.C)

C) Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$\mathbf{L_c} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{4272.93}{4272.93 + 9237.57} \times 1{,}3 = \mathbf{0{,}41m}$$

$$\mathbf{L_t} = L - L_c = 1{,}3 - 0{,}41 = \mathbf{0{,}89m}$$

D) Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$\mathbf{d1} \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{3{,}57}{2}; \frac{2}{3} \times 0{,}41\right) = \min(1{,}78;\ 0.27) = \mathbf{0.27\ m}$$

Nombre de bande :

$$n = \frac{l_t}{d}$$

$$n = \frac{0.89}{0.27} = 3.2$$

donc : on a 3 bandes

E) Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{d}$$

$$\boldsymbol{\sigma_1} = \frac{\sigma_{min}\ .d}{L_t} = \frac{9237.57 \text{ x } 0.27}{0.89} = \mathbf{2848.62\ KN/m^2}$$

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_2}{Lt - d}$$

$$\boldsymbol{\sigma_2} = \frac{\sigma_{min}\ .(Lt - d)}{L_t} = \frac{9237.57 \text{ x}(0.89 - 0.27)}{0.89} = \mathbf{6388.95\ KN/m^2}$$

$$\mathbf{N_1} = \frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{9237.57+2848.62}{2} \times 0.27 \times 0.20 = \mathbf{331.28\ KN.}$$

$$\mathbf{N_2} = \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2} \times d \times e = \frac{2848.62+6388.95}{2} \times 0.27 \times 0{,}20 = \mathbf{249.41\ KN.}$$

$$\mathbf{N_3} = \frac{\sigma_2}{2} \times d \times e = \frac{6388.95}{2} \times 0.27 \times 0{,}20 = \mathbf{172.50KN}$$

F) Calcul des armatures verticales :

$$\mathbf{A_{V1}} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{331.28}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{8.28\ cm^2}$$

$$\mathbf{A_{V2}} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{249.41}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{6.24\ cm^2}$$

$$\mathbf{A_{V3}} = \frac{N_3}{\sigma_s} = \frac{172.5}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{4.31\ cm^2}$$



G) Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{fe}; 0{,}2\%B\right)$$
$$= \max\left(\frac{21 \times 20 \times 2{,}1}{400}; 0{,}002 \times 130 \times 20\right)$$
$$\mathbf{A_{min}} = \max(2.21\ ;\ 5.2) = 5.2\ \mathbf{cm^2}$$

Calcul de la section totale :

- $A_1 = A_{v1} = 8.28\ cm^2$
- $A_2 = A_{v2} = 6.24\ cm^2$
- $A_3 = A_{V3} = 4.31\ cm^2$

H) Ferraillage adopté :

Tableau VI.C.1: Ferraillage adopté.

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1er bande	A_1=11.85 cm^2	8HA14=12.31cm^2	S_t= 10cm
2eme bande	A_2= 9.88 cm^2	12HA12=13.56 cm^2	S_t= 10cm
3eme bande	A_2= 4.00 cm^2	4HA12=4.52cm^2	S_t= 15cm

I) Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 99 : $\mathbf{A_H} = \frac{A_V}{4} = \frac{13.56}{4} = \mathbf{3.39\ cm^2}$
- D'après le RPA2003: $\mathbf{A_H} \geq 0{,}15\%B = 0{,}0015 \times 20 \times 130 = \mathbf{3.9\ cm^2}$

On prend : $\mathbf{A_H = 3.9\ cm^2}$.

Soit : 4HA12 = 4.52 cm^2 / 1m de hauteur ; avec S_H = 15 cm.

J) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit avec **4HA8 (2,01 cm^2)** par m^2.

VI.C.6 Les vérifications :

B) Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{B + 15 \times A_V} = \frac{971.58 \times 10^3}{0{,}26 \times 10^6 + 15 \times 30.39 \times 10^2} = 3.69 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

C) Vérification des contraintes de cisaillement :

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\boldsymbol{\tau_b} = \frac{\overline{V}}{b.d} = \frac{1.4 \text{ x } 370.84\text{x}10^3}{200 \times 0{,}9 \times 1300} = \mathbf{2.21\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\bar{\tau}_b} = 0{,}2 f_{c28} = \mathbf{5\ MPa}$$

$\tau_b = 2.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MP}$..... ***Condition vérifiée.***

- **D'après le BAEL 99 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{V_u}{b.d} = \frac{370.84 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 1300} = \mathbf{1.58\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\bar{\tau}_u} = \text{Min}\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\text{MPa}\right) = \mathbf{3,3\ MPa}$$

$\tau_u = 1.58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MP}$..... ***Condition vérifiée***

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)		3.57	3.06	3.06
	L (m)		2.50	2.50	2.50
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.5	0.5	0.5
	He		3.570	3.060	3.060
	h		3.22	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)		648.130	619.540	567.010
	N_{ser} (kN)		1028.95	784.89	435.13
	Vu (kN)		907.382	867.356	793.814
	σ_{max} (kN/m²)		5097.240	1952.640	1687.340
	σ_{min} (kN/m²)		8211.480	3948.270	3057.510
	σs (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	L_c		0.96	0.83	0.89
	L_t		1.54	1.67	1.61
	d		0.64	0.55	0.59
	$d_{adopté}$		0.64	0.55	0.59
	d2		0.64	0.33	0.36
	σ_1		3398.160	1301.760	1124.893
	σ2		4813.320	778.920	683.258
	N_1		741.08	289.54	247.89
	N_2		217.48	42.96	40.50
	N3		308.05	25.70	24.60
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)		18.53	7.24	6.20
	A_{v2}/bande (cm²)		5.44	1.07	1.01
	A_{v3}/bande (cm²)		/	/	/
	A_{vj} (cm²)		24.95	23.85	21.83
	A'v1/bande		24.77	13.20	11.65
	A'v2/bande		11.68	7.04	6.47
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)		6.70	5.79	6.22
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		28.14	21.54	15.84
	A'v2 adopté (cm²)		15.84	13.56	13.56
	A'v3 adopté (cm²)		/	/	/
	Choix de A (cm²)	Bande 1	14HA16	14HA14	14HA12
		Bande 2	14HA14	14HA12	14HA12
		Bande3	/	/	/
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	10	10
		Bande 3	/	/	/
	AH /nappe (cm2)		7.50	7.50	7.50
Armatures horizontales	AH adopté (cm2)		6.78	5.65	5.65
	choix de la section		6HA12	5HA12	5HA12
	Espacement st(cm)		15	20	20
Armatures trans	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
	$\overline{\tau_b} = 5MPa$	τ_b	2.016	1.927	1.764
Véfication des contruction	3,26 Mpa	τ_u	1.440	1.377	1.260
	$\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$	σ_{bc}	1.898	1.474	0.831

			I	II	III
Caractéristiques géométriques	Zone				
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)		3.57	3.06	3.06
	L (m)		1.95	1.95	1.95
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.39	0.39	0.39
	He		3.570	3.060	3.060
	h		3.17	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)		590.230	566.130	438.630
	N_{ser} (kN)		803.00	670.56	382.40
	Vu (kN)		826.322	792.582	614.082
	σ_{max} (kN/m²)		2183.710	911.220	827.470
	σ_{min} (kN/m²)		5759.940	3145.080	2302.760
	σs (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	L_c		0.54	0.44	0.52
	L_t		1.41	1.51	1.43
	d		0.36	0.29	0.34
	$d_{adopté}$		0.36	0.29	0.34
	d2		0.27	0.22	0.26
	σ_1		1455.807	607.480	551.647
	σ2		4304.133	457.634	417.364
	N_1		257.87	109.59	98.09
	N_2		39.31	13.36	14.34
	N3		116.21	10.07	10.85
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)		6.45	2.74	2.45
	A_{v2}/bande (cm²)		0.98	0.33	0.36
	A_{v3}/bande (cm²)		0.29	0.03	0.03
	A_{vj} (cm²)		22.72	21.80	16.89
	A'v1/bande		12.13	8.19	6.67
	A'v2/bande		6.66	5.78	4.58
	A'v3/bande		5.97	5.47	4.25
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)		3.75	3.07	3.61
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		16.08	12.31	9.05
	A'v2 adopté (cm²)		12.31	9.05	9.05
	A'v3 adopté (cm²)		6.15	6.15	6.15
	Choix de A (cm²)	Bande 1	8HA16	8HA14	8HA12
		Bande 2	8HA14	8HA12	8HA12
		Bande3	4HA14	4HA14	4HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8
		Bande 2	8	8	8
		Bande 3	15	15	15
	AH /nappe (cm2)		5.85	5.85	5.85
Armatures horizontales	AH adopté (cm2)		6.78	5.65	5.65
	choix de la section		6HA12	5HA12	5HA12
	Espacement st(cm)		15	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
	$\overline{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	2.354	2.258	1.750
Véfication des contructi on	3,26 Mpa	T_u	1.682	1.613	1.250
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	1.939	1.642	0.948

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)		3.57	3.06	3.06
	L (m)		1.95	1.95	1.95
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.39	0.39	0.39
	He		3.570	3.060	3.060
	h		3.17	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)		595.330	561.170	551.330
	N_{ser} (kN)		844.22	657.34	368.91
	Vu (kN)		833.462	785.638	771.862
	σ_{max} (kN/m²)		5441.490	2124.840	1824.120
	σ_{min} (kN/m²)		9382.810	4845.120	4063.020
	σs (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	L_c		0.72	0.59	0.60
	L_t		1.23	1.36	1.35
	d		0.48	0.40	0.40
	$d_{adopté}$		0.48	0.40	0.40
	d2		0.48	0.40	0.40
	σ_1		3627.660	1416.560	1216.080
	σ2		5755.150	1429.735	1207.618
	N_1		620.84	248.16	212.64
	N_2		174.13	56.66	48.64
	N3		276.25	57.19	48.30
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)		15.52	6.20	5.32
	A_{v2}/bande (cm²)		4.35	1.42	1.22
	A_{v3}/bande (cm²)		0.69	0.14	0.12
	A_{vj} (cm²)		22.92	21.61	21.23
	A'v1/bande		21.25	11.61	10.62
	A'v2/bande		10.08	6.82	6.52
	A'v3/bande		6.42	5.54	5.43
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)		5.01	4.16	4.23
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		24.12	12.31	9.05
	A'v2 adopté (cm²)		11.31	11.31	11.31
	A'v3 adopté (cm²)		6.78	6.78	6.78
	Choix de A (cm²)	Bande 1	12HA16	8HA14	8HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	10HA12	10HA12	10HA12
		Bande3	6HA12	6HA12	6HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	9	9	9
		Bande 2	10	10	10
		Bande 3	10	10	10
	AH /nappe (cm2)		6.03	5.85	5.85
Armatures horizontales	AH adopté (cm2)		6.78	5.65	5.65
	choix de la section		6HA12	5HA12	5HA12
	Espacement st(cm)		15	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
	$\overline{\tau_b} = 5MPa$	τ_b	2.375	2.238	2.199
Véfication des contructi on	3,26 Mpa	T_u	1.696	1.599	1.571
	$\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$	σ_{bc}	1.981	1.609	0.906

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)		3.57	3.06	3.06
	L (m)		1.50	1.50	1.50
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.3	0.3	0.3
	He		3.570	3.060	3.060
	h		3.17	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)		427.980	411.230	371.060
	N_{ser} (kN)		1138.91	945.01	530.09
	Vu (kN)		599.172	575.722	519.484
	σ_{max} (kN/m²)		4272.930	1420.010	1787.400
	σ_{min} (kN/m²)		11264.560	5795.010	4591.180
	σs (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	L_c		0.41	0.30	0.42
	L_t		1.09	1.20	1.08
	d		0.28	0.20	0.28
	$d_{adopté}$		0.28	0.20	0.28
	d2		0.28	0.20	0.28
	σ_1		2848.620	946.673	1191.600
	σ2		8415.940	962.003	1190.668
	N_1		388.12	132.69	162.04
	N_2		79.76	18.93	33.36
	N3		235.65	19.24	33.34
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)		9.70	3.32	4.05
	A_{v2}/bande (cm²)		1.99	0.47	0.83
	A_{v3}/bande (cm²)		0.59	0.05	0.08
	A_{vj} (cm²)		16.48	15.83	14.29
	A'v1/bande		13.82	7.28	7.62
	A'v2/bande		6.11	4.43	4.41
	A'v3/bande		4.71	4.01	3.65
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)		2.89	2.07	2.94
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		16.08	12.31	9.05
	A'v2 adopté (cm²)		12.31	9.05	9.05
	A'v3 adopté (cm²)		6.15	4.52	4.52
	Choix de A (cm²)	Bande 1	8HA16	8HA14	8HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	8HA14	8HA12	8HA12
		Bande3	4HA14	4HA12	4HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8
		Bande 2	8	8	8
		Bande 3	10	10	10
	AH /nappe (cm2)		4.50	4.50	4.50
Armatures horizontales	AH adopté (cm2)		6.78	5.65	5.65
	choix de la section		6HA12	5HA12	5HA12
	Espacement st(cm)		15	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
	$\overline{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	2.219	2.132	1.924
Véfication des contruction	3,26 Mpa	T_u	1.585	1.523	1.374
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	3.514	2.967	1.690

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)		3.57	3.06	3.06
	L (m)		1.30	1.30	1.30
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.26	0.26	0.26
	He		3.570	3.060	3.060
	h		3.17	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)		370.840	345.450	313.230
	N_{ser} (kN)		971.58	787.43	451.00
	Vu (kN)		519.176	483.630	438.522
	σ_{max} (kN/m²)		4272.930	2546.123	2099.850
	σ_{min} (kN/m²)		9237.570	6124.110	5429.150
	σs (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	L_c		0.41	0.38	0.36
	L_t		0.89	0.92	0.94
	d		0.27	0.25	0.24
	$d_{adopté}$		0.27	0.25	0.24
	d2		0.27	0.25	0.24
	σ_1		2848.620	1697.415	1399.900
	σ2		6388.950	1667.353	1389.969
	N_1		331.28	199.06	165.07
	N_2		249.41	42.44	33.60
	N3		172.50	41.68	33.36
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)		8.28	4.98	4.13
	A_{v2}/bande (cm²)		6.24	1.06	0.84
	A_{v3}/bande (cm²)		0.43	0.10	0.08
	A_{vj} (cm²)		14.28	13.30	12.06
	A'v1/bande		11.85	8.30	7.14
	A'v2/bande		9.80	4.39	3.85
	A'v3/bande		4.00	3.43	3.10
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)		2.88	2.67	2.54
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		12.31	9.05	9.05
	A'v2 adopté (cm²)		12.31	9.05	9.05
	A'v3 adopté (cm²)		6.78	6.78	6.78
	Choix de A (cm²)	Bande 1	8HA14	8HA12	8HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	8HA14	8HA12	8HA12
		Bande3	6HA12	6HA12	6HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8
		Bande 2	8	8	8
		Bande 3	9	9	9
	AH /nappe (cm2)		3.90	3.90	3.90
Armatures horizontales	AH adopté (cm2)		6.78	5.65	5.65
	choix de la section		6HA12	5HA12	5HA12
	Espacement st(cm)		15	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	2.219	2.067	1.874
Véfication des contruction	3,26 Mpa	T_u	1.585	1.476	1.339
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	3.489	2.878	1.649

Chapitres VII

Etude du mur plaque

VII .1. Introduction :

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement conçu pour assurer la stabilité du talus derrière l'ouvrage, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

VII .2. Pré-dimensionnement du mur plaque :

D'après l'article de **RPA 2003 (Art 10.1.2)**[1] : «..Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées en deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

  Dans notre cas on opte pour une épaisseur de **20 cm.**

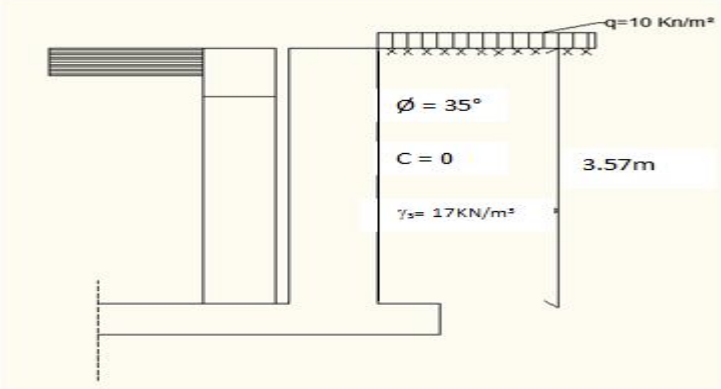


Figure VII-1 : schéma statique du mur plaque.

VII .3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sont :

- Poids volumique du sol : γ = 17KN/m^3
- Angle de frottement interne : φ = 35°
- Cohésion : c = 0
- Charge d'exploitation éventuelle : q = 10KN/m^2
- Contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma sol}$ = 200 KN/m^2
- β =0 : angle de la surface du remblai horizontal.
- λ=0 : la paroi de mur est verticale.

- δ=0 : obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable)

VII.4. Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme une console verticale encastré au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au niveau du plancher de RDC.

VII .5. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\boldsymbol{\sigma_h = K_0 . \sigma_v} \quad \textbf{et} \quad \boldsymbol{\sigma v = q + \gamma . h}$$

Avec :

$$K_0 = 1 - \sin\varphi$$

$\mathbf{K_0}$: coefficient de poussée des terres au repos.

$\boldsymbol{\varphi}$ **:** Angle de frottement interne.

VII.6. Calcul des sollicitations :

- **A l'ELU:**

$K_0 = 1 - \sin\varphi$

$K_0 = 0.43$

On a : $\boldsymbol{\sigma_h = K_0 . \sigma_v}$

$\sigma_h = Ko \times \sigma v = K_0(1{,}35.\gamma.h + 1{,}5.q)$

Pour :

- h=0 $\Rightarrow$ $\sigma_h = 0.43(1.5\times10) = 6.45$ KN/m^2.
- h=3,57m $\Rightarrow$ $\sigma_h = 0.43(1.35\times17\times3.57+1{,}5\times10) = 41.68$KN/m^2

- **A l'ELS:**

On a: $\sigma_h = Ko \times \sigma v = K_0 (\gamma.h + q)$

Pour:

- h=0 $\Rightarrow$ $\sigma_h = 0.43 \times10 = 4.3$ KN/m^2.
- h=3,57m $\Rightarrow$ $\sigma_h = 0.43(17\times3.57+10) = 30.39$KN/m^2

VII.7. Diagramme des sollicitations:

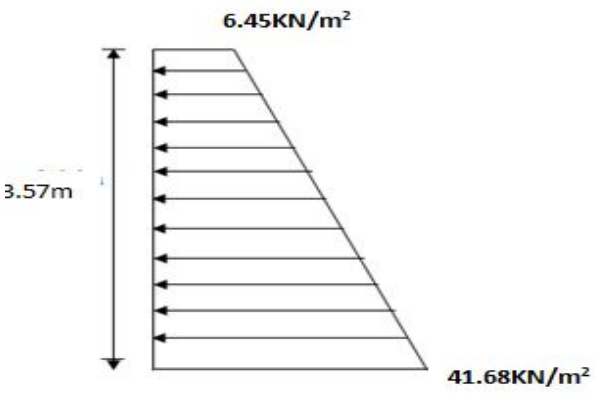


Figure VII .2 : Diagramme des Contraintes à **l'ELU.**

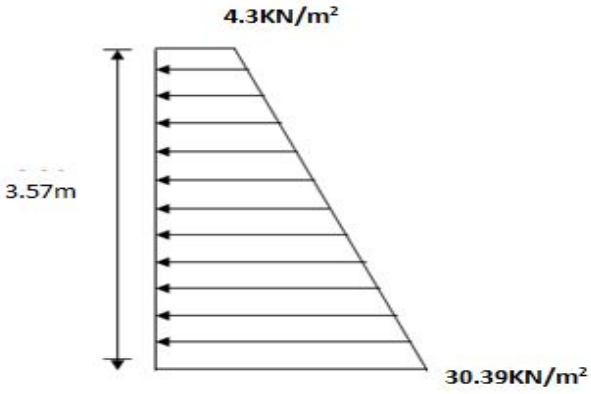


Figure VII .2 : Diagramme des Contraintes à **l'ELS**

VII.8.Charges moyennes :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

- **ELU :** qu = $\frac{3\sigma \max + \sigma min}{4}$ x 1 m = $\frac{3x41.68+6.45}{4}$ = 32.87 KN/ml
- **ELS :** qs = $\frac{3\sigma \max + \sigma min}{4}$ x 1 m = $\frac{3x\ 30.39+4.3}{4}$ = 23.87 KN/ml

a) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera a partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les coefficients suivant :

- Moment en travée :
  - 0.85 ⟶ (Sens x-x)
  - 0.75 ⟶ (Sens y-y)

- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
  - 0.5 ⟶ Appui de rive
  - 0.5 ⟶ Autre appui

b)Identification des panneaux :

Lx=3.57m
Ly=5.35 m

⟹ $\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3,57}{5.35} = 0.67$

$0.4 < \rho = 0.67 < 1$ ⟹ **le panneau travail dans les deux sens**.

VII.9. Calcul à l'ELU :

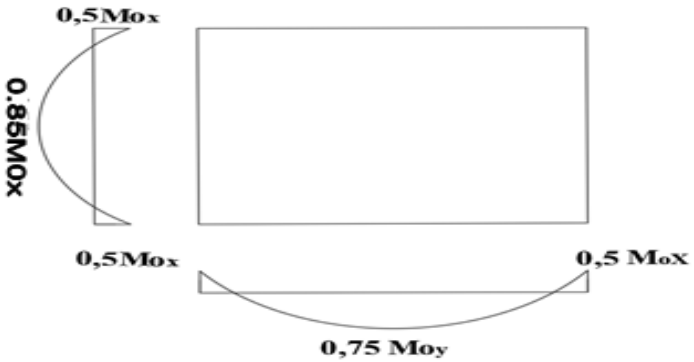
$\rho = 0,65$ } ⇒ $\mu x = 0,0720$

$v = 0$ } ⇒ $\mu y = 0,395$

$\boldsymbol{M_{0x}} = \mu x \text{ qu } l_x^2 = 0,0720 \times 32,87 \times 3,57^2 = 30.16$ KN.m

$\boldsymbol{M_{0y}} = \mu y \, M_{0x} = 0,395 \times 30.16 = 11.91$ KN.m

a. Correction des moments :



Moments en travée :

Sens x-x : $M_t = 0,85 \, M_{0x} = 0,85(30.16) = 25.64$ KN.m.

Sens y-y : $M_t = 0,75 \, M_{0y} = 0,75(11.91) = 8.93$ KN.m.

Moments aux appuis :

Sens x-x : Ma = 0,5 M_{0x} = 0,5(30.16) = 15.08 KN.m.

Sens y-y : Ma = 0,5 M_{0y} = 0,5(11.91) = 5.96 KN.m.

b. Calcul des armatures :

On a :

b = 100cm, h = 20cm, d = 17.5cm

$\mu = \dfrac{Mt}{b.d^2 \, f_{bc}}$

$A_s = \dfrac{M_t}{\beta . d . \sigma_{st}}$

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \dfrac{f_{t28}}{fe}$

Tableau VII.1 : résultats du calcul des armatures du mur plaque.

Sens		M_u(kN.m)	μ	β	A_{min}(cm^2)	A_s cal (cm^2)	A_{adp} (cm^2)	St(cm)
x-x	Appuis	15.08	0.034	0.983	2.11	2,51	4HA12=4.52	25
	Travée	25.64	0.058	0.970	2.11	4.34	4HA12=4.52	25
y-y	Appuis	5.96	0.014	0.993	2.11	0.98	4HA10=3.14	25
	Travée	8.93	0.020	0.990	2.11	1.48	4HA10=3.14	25

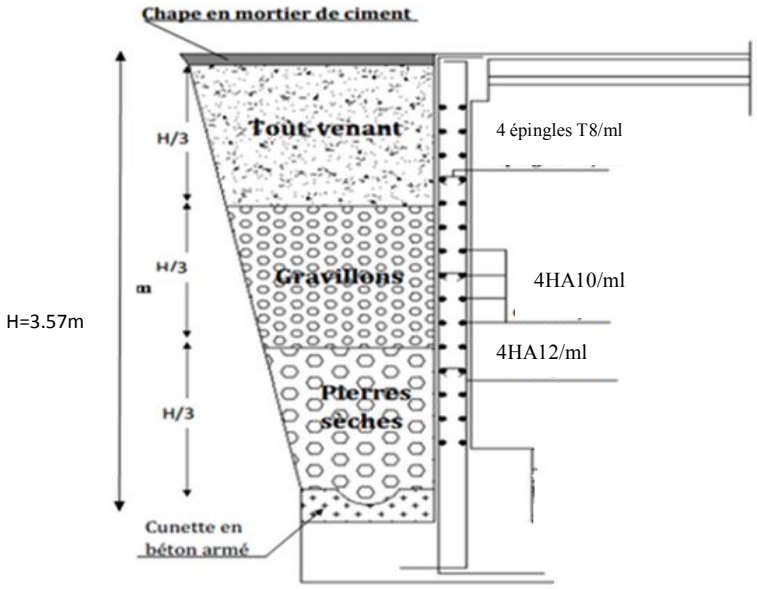


Figure VII.3 : Ferraillage du mur plaque.

VII.10. Recommandation du RPA2003 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0.001b\ h = 0.001x100\ x\ 20 = 2\ cm^2.$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles de **HA8** par m^2.

VII.11.Vérification à l'ELU:

a. Vérification de la condition de non fragilité :

As $\geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe}$ = 0.23 x 100 x 17.5 x $\frac{2.1}{400}$ = 2.11cm^2

A_{sa} = 4,52 cm^2 > A_{min} = 2.11 cm^2

A_{st} = 4,52 cm^2 > A_{min} = 2.11 cm^2 ..... **Condition vérifiée.**

b. Vérification des espacements :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous :

Dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de mur.

- **Sens x-x :**

St ≤ min {3h; 33cm} = min {3x20; 33cm} = 33cm

St = 25 cm < 33cm ⟹ **La condition est vérifiée.**

- **Sens y-y :**

St ≤ min {4h; 45cm} = min {4x20; 45cm} = 40cm

St = 25 cm < 40cm ⟹ **La condition est vérifiée.**

c. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **Sens x-x :**

Vu = $\frac{p}{3 \text{ x } ly}$ **avec :** p = q_u x l_x x l_y = 32.87x3.57 x 5.35=627.8 KN/m^2

Vu = $\frac{627.8}{3x5.35}$ = 39.11 KN

- **Sens y-y :**

Vu = $\frac{p}{2 \text{ x } ly+lx}$ = $\frac{627.8}{2 \text{ x } 5.35+3.57}$ = 43.99 KN

$\tau_u = \frac{Vu^{max}}{b \text{ x } d} \leq \overline{\tau_u}$ = min {$\frac{0,15 \ .fc28}{\gamma b}$; 4 MPa}= 2,5 MPa

$\tau_u = \frac{43.99 \ .10^3}{1000 \text{ x } 175}$ = 0,25 MPa < $\overline{\tau_u}$ = 2,5 MPa ⟹ **La condition est vérifiée.**

VII.12. Vérification à l'ELS:

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3,57}{5.35}$ = 0,67 ⟹ ν = 0,2 { μx = 0,0777 ; μy = 0,552

a. Calcul des moments M_0x et M_0y :

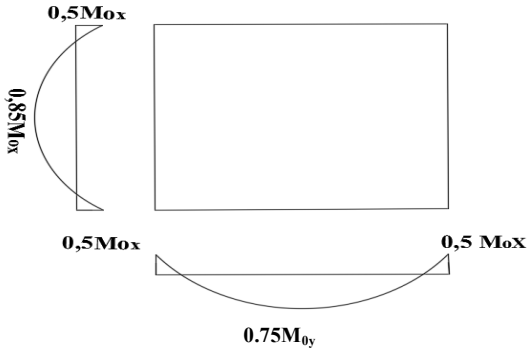
$M_{ox} = \mu x . q_s . L_x^2 = 0{,}0777 \times 23.87 \times (3{,}57)^2 = 23.64$ KN.m

$M_{oy} = \mu y . M_{ox} = 0{,}552 \times 23.64 = 13.05$ KN.m

- **Sens x-x :**

Ma = 0,5 x M_{ox} = 0,5 x 23.64 = 11.82 KN.m

Mt = 0,85 x M_{ox} = 0,85 x 23.64 = 20.09 KN.m



- **Sens y-y :**

Ma = 0,5 x M_{oy} = 0,5 x 13.05= 6.525 KN.m

Mt = 0,75 x M_{oy} = 0,75 x 13.05 = 9.78 KN.m

b. Vérification des contraintes:

b.1 Pour l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta 1\, d\, As} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min\left\{\frac{2}{3} fe\ ;\ 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\} \qquad \overline{\sigma}_{st} \leq \min\left\{\frac{2}{3} \times 400\ ;\ 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\}$$

b.2 Pour le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15$ MPa

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K1}$$

Ou : K_1 et $\beta 1$ sont déterminés à l'aide des abaques en fonction de $\rho = \frac{100\, As}{b\, d}$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à L'ELS pour le mur plaque

Sens		Ms (KN.m)	A_u (cm^2)	ρ	β1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
X-X	Appui	11.82	4.52	0.260	0.919	47.73	162.60	3.4	15	201.63	***C.V***
	Travée	20.09	4.52	0.260	0.919	47.73	276.37	5.79	15	201.63	**C.N.V**
Y-Y	Appui	6.525	3.14	0.180	0.931	57.46	127.54	2.22	15	201.63	**C.V**
	Travée	9.78	3.14	0.180	0.931	57.46	191.17	3.33	15	201.63	**C.V**

- **Etat limite de déformation :**

  Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

  - ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
  - ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M0}$
  - ✓ $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{fe}$

Avec :

h = 20cm hauteur totale.

L :Portee entre nus d'appuis..

M_t : Moment maximum en travée

M_0 : Valeur maximum du moment isostatique.

A : Section des armatures.

b : Longueur de la section.

d : Hauteur utile de la section.

$\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{1}{16} = 0.0625$ → ***Condition vérifiée.***

$\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{20.09}{10x23.64} = 0.085$ → ***Condition vérifiée.***

$\frac{As}{bd} = \frac{4.52}{100x17.5} = 0.026 < \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ → ***Condition vérifiée.***

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :

Les fondations représentent l'organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elles sont calculées après l'évaluation de celles-ci et la détermination des différentes caractéristiques du sol. Les fondations sont donc en contact direct avec le sol, elles constituent ainsi la partie essentielle de l'ouvrage. Une bonne conception et mise en œuvre adéquate de cet organe permettent une bonne tenue de l'ensemble de la structure. On distingue deux types de fondations :

- **Les fondations superficielles :** Type de fondation réalisé près de la surface, elles sont utilisées pour des sols de grande capacité portante où les efforts sont transmis directement au sol. (Semelles isolées, semelles filantes et radier général).
- **Les fondations profondes** : Ce type de fondation est utilisé quand les sols ont une faible capacité portante (Bon sol situé à des profondeurs trop importantes). Les efforts sont transmis par l'intermédiaire d'autres organes tels les pieux et les puits

VII.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres qui sont :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.3. Dimensionnement des fondations :

Les combinaisons de charges prises en compte sont :

1.35G + 1.5Q (ELU)
G + Q ± E
0.8G ± E

(**Article 10.1.4.1 du RPA 2003**)

VII.3.1. Dimensionnement des semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow \frac{50}{50} = 1 = \frac{A}{B}. \quad \textbf{Donc :} \ A = B.$$

D'où :

$$B^2 \geq \frac{N_{ser.\max}}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_{ser.\max}}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1584.64}{200}} = 2.81 \text{ m.}$$

Remarque *:*

La distance minimale entre axes des poteaux est de 2.88 m (Distance insuffisante pour accueillir deux semelles isolées). Ce qui expose ces dernières au chevauchement. Ce type de fondation n'est donc pas approprié pour l'ouvrage en question.

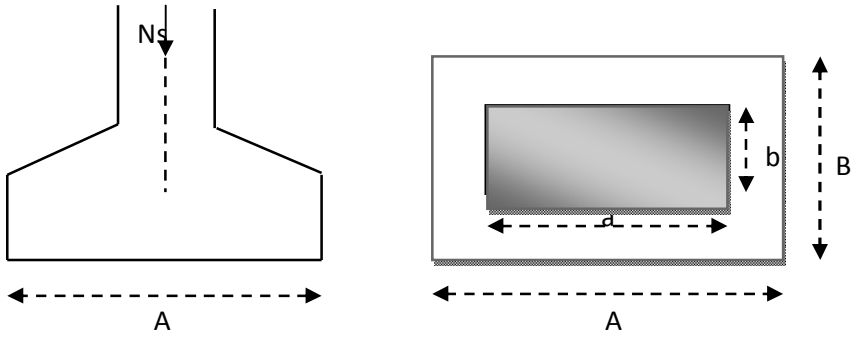


Figure VII-1 *: schéma d'une semelle*

VII.3.2. Dimensionnement des semelles filantes:

- **sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à E.L.S. sous l'effort normal : Ns = G + Q

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B\ L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}\ L}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol égale a 0.2 [MPa].

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

G : charge permanente revenant aux voiles.

Q : surcharge revenant aux voiles.

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles .

L [m]	Sens	NS [kN]	B [m]	Nombre « n »	Surface [m²] (S= B x L x n)
1.95	long	1398	3.58	2	13.962
	trans	593.46	1.52	1	2.964
1.30	long	1529.4	5.88	4	30.575
1.50	long	174.56	0.6	2	1.8
2.50	trans	3622.32	7.24	4	72.4
			$S_{1totale}$ des semelles sous voiles		121.701

❖ **sous poteaux :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plate telle que leurs centres de gravité coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape de calcul :

Détermination de la résultante des charges R = ΣNi.

Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i.e_i + \sum M_i}{R}$

ei : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

Si $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Le calcul se fait pour les deux files les plus sollicitées tel que :

Tableau VII-2 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Poteaux	N_i (kn)	e_i (m)	N_i x e_i (kn.m)	Mi (kn.m)
1	263.17	13.7	3605.43	11.63
2	1495	8.34	12468.3	-2.91
3	1471.57	3.54	12272.89	4.52
4	1266.46	-0.26	-329.28	-0.251
5	1449.46	-4.06	-5884.81	3.8
6	1041.04	-8.86	-9223.61	-1.31
7	392.61	-13.7	-5378.76	-9.5
	R=ΣNi=7379.31		∑ =7530.16	∑ = -3.061

$$e = \frac{\sum N_i \text{ x } e_i + \sum M_i}{R} = \frac{7530.16 + (-3.061)}{7379.31} = 1.02 \text{ m}$$

On a:

$$e = 1.02 < \frac{L}{6} = \frac{27.4}{6} = 4.57 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

↳ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q^{max} = \frac{N}{L}\left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{7379.31}{27.4}\left(1 + \frac{6x(1.02)}{27.4}\right) = 329.47 \text{ KN/ml}$$

$$q^{min} = \frac{N}{L}\left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{7379.31}{27.4}\left(1 - \frac{6x(1.02)}{27.4}\right) = 209.16 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(\frac{L}{4})} = \frac{N}{L}\left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{7379.31}{27.4}\left(1 + \frac{3x(1.02)}{27.4}\right) = 299.4 \text{ KN/ml}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$B \geq \frac{q_{(\frac{L}{4})}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{299.4}{200} = 1.5$ m On prend : B = 1.5 m

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$S_{2totale}$= 9(BxL) = 9x(1.5x27.4) = 369.9 m².

✓ **Surface totale des semelles filantes :**

$S_{totale} = S_1 + S_2 = 121.701 + 369.9 = 491.601$ m²

La surface totale de la structure : S_{st} = 925.564 m²

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S^{tot}_{semelle}}{S^{tot}_{structure}} = \frac{491.601}{925.564} = 0,531$$

La surface des semelles représente 53,1 % de la surface totale.

$$S_{S.\ filantes} > 50\% S_{Bâtiment}$$

Il y a donc un risque certain de chevauchement des semelles filantes. Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question.

Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

VII.3.3. Calcul du radier général :

Le radier général 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 diminuée du poids propre du radier lui-même.

VII.3.3.1. Pré-dimensionnement

- **Epaisseur de la dalle du radier « h_r » :**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{535}{20} = 26.75 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{h_r = 30\ cm.}$$

- **Epaisseur des nervures « h_n »**

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow \frac{535}{8} = 66.875 \text{ cm} \leq h_n \leq \frac{535}{5} = 107 \text{ cm.}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi}.L_{max} \quad \text{(Condition de la longueur élastique).}$$

Où :

L_e : Longueur élastique.

L_{max} : Distance entre axes maximale des poteaux.

Evj : Module de déformation longitudinale déférée (E= 10818.86 MPA).

b : Largeur de la nervure du radier.

I : Inertie de la section du radier ($I = \frac{b.h^3}{12}$).

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. (K= 40MPA).

Donc :

$$h_n^3 \geq \frac{3.K}{E}\frac{(2)^4}{\pi^4}.(L_{max})^4 \Rightarrow h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48.(L_{max})^4.K}{E.\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48.(535)^4.40}{10818{,}86.(3.14)^4}} = 114.36 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{h_n = 120\ cm.}$$

- **Largeur des nervures « b_n »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4x115 = 46\text{ cm} \leq b_n \leq 0.7x115 = 80.5\text{ cm} \Rightarrow \mathbf{b_n = 60\ cm.}$

- **Epaisseur de la dalle flottante « h_d »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow \frac{535}{50} = 10.7\text{ cm} \leq h_d \leq \frac{535}{40} = 13.37\text{ cm} \Rightarrow \mathbf{h_d = 12\ cm.}$$

Conclusion

Les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

- **Hauteur des nervures** : h_n= 120 cm.
- **Largeur des nervures** : b_n= 60 cm.
- **Hauteur de la dalle du radier :** h_r= 30 cm.
- **Hauteur de la dalle flottante** : h_d= 12 cm.
- **Enrobage :** c= 5 cm (Article **A.7.1 du BAEL 99**).

VII.3.3.2. Détermination de la surface du radier :

$$S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Où N_s est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure tel que : $N_s = G_{ss} + Q_{ss}$.

Du logiciel ETABS :

G_{ss}= 65736.77 KN et Q_{ss}= 13157.66 KN

Donc : **N_s= 78894.43 KN.**

D'où :

$$S_{radier} \geq \frac{78894.43}{200} = 394.47\ m^2.$$

$$S_{radier} = 394.47\ m^2 < S_{bâtiment} = 925.56\ m^2.$$

Donc :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règle du **BAEL99** qui est calculé comme suite :

$$L_{débord} \geq \max\left(\left(\frac{h_n}{2}\right) ; 30cm\right) = \max\left(\left(\frac{120}{2}\right) ; 30cm\right) = 60cm.$$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{débord}$$

$$S_{débord} = P_{bâtiment} . L_{débord} \quad = 124.62 \times 0.6 = 74.77\ m^2.$$

$$S_{radier} = 925.56 + 74.77 = 1000.33\ m^2$$

VII.3.3.3. Détermination des sollicitations à la base du radier

Poids propre du radier « G_{radier} »

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

- Poids propre de la dalle du radier « G_1 ».
- Poids propre des nervures « G_2 ».
- Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) « G_3 ».
- Poids propre de la dalle flottante « G_4 ».

Tableau VII.3 : Détermination du poids propre du radier.

Eléments	Opérations	Applications numériques	Résultat [KN]
G1	$[S_{radier} \times h_r] \times \rho_{béton}$	1000.33x0.3x25	7502.47
G2	$[b_n \times (h_n-h_r) \times L_{nervures}] \times \rho_{béton}$ $L_{nervures} = \Sigma(Lx.n+Ly.m)$	[0.6x(1.2-0.3)x497.58]x25	6717.25
G3	$S_{nervures}=b_n.\Sigma(Lx.n+Ly.m)$ $[(S_{radier} - S_{nervures})x(h_n-h_r)]x\rho_{remblai}$	[(1000.33-298.55)x(1.2-0.3)]x17	10737.26
G4	$[(S_{radier} - S_{nervures}) \times h_d] \times \rho_{béton}$	[(1000.33-298.55)x1.2]x25	1754.45
G radier	$\sum G_1 = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$	7202.47+6717.25+10737.26+1754.45	26711.43

Surcharges d'exploitation du radier

$Q_{radier} = Q_{RDC} \times S_{radier} = 3.5 \times 1000.33 = 3501.155$ KN.

Charges et surcharges totales de la structure

$G_{total} = G_{ss} + G_{radier} = 65736.77 + 26711.43 = 92448.2$ KN.

$Q_{total} = Q_{ss} + Q_{radier} = 13157.66 + 3501.55 = 16658.81$ KN

Combinaisons d'actions

- **À l'ELU :** $N_U = 1.35G_{total} + 1.5Q_{total} = 1.35x92448.2 + 1.5x16658.81 = 149793.3$ KN.
- **À l'ELS :** $N_S = G_{total} + Q_{total} = 92448.2 + 16658.81 = 109107.02$ KN.

VII.3.3.4 Vérifications

A) Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art A.5.1 ,211) [2]

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} < \overline{\tau}_u = \min\{\frac{0.15.fc28}{\gamma_b} ; 4\ MPA\} = 2.5\ MPA$$

Avec :

$$V_{max} = q_u x \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_U x b}{S_{radier}} x \frac{L_{max}}{2} = \frac{149793.3 x 1}{1000.33} x \frac{5.35}{2} = 400.56\ KN.$$

b= 100 cm ; d= $0.9h_r$= 0.9x30= 27 cm.

Donc :

$$\tau_u = \frac{400.56 x.10^3}{1000\ x270} = 1.48MPA < \overline{\tau}_u = 2.5\ MPA$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

B) Stabilité au renversement (Art 10.1.5 du RPA 2003) [1]

Selon l'article, il faut vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$.

Sens X-X

$$e = \frac{32569.004}{109107.02} = 0,3\ m < \frac{33.09}{4} = 8.27\ m.$$

Sens Y-Y

$$e = \frac{31618.28}{109107.02} = 0,28m < \frac{29.55}{4} = 7.38\ m.$$

La condition est vérifiée dans les deux sens, il n'y a donc pas de risque de renversement.

C) Contrainte dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol.}$$

Où :

$$\sigma_{(min\ ;\ max)} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I}.V$$

Avec :

- σ_{min} et σ_{max} : Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.
- N : Effort normal dû aux charges verticales.
- S_{radier} : Surface totale du radier.
- M : Moments sismiques à la base dans les deux sens X-X et Y-Y (Déduit d'ETABS).
- V : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier (Déduite d'Auto-CAD).
- I : Moment d'inertie suivant le sens considéré (Déduit d'AutoCAD).

d) 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 les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

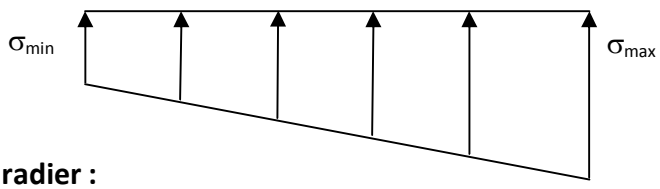
I_{xi}, Iyi : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne



$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$



Calcul du centre de gravité du radier :

Apres un calcul manuel du moment d'inertie du panneau et la distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée on trouve les résultats suivant :

Tiré d'Etabs

$$X_G = \frac{\Sigma S_i . X_i}{\Sigma S_i} = 15.951m \; ; \qquad Y_G = \frac{\Sigma S_i . Y_i}{\Sigma S_i} = 14.448m$$

Avec : Si : Aire du panneau considéré.
Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \Sigma \left[I_x + S_i (X_i - X_G)^2 \right] = 73324.26 m^4$$
$$I_{yy} = \Sigma \left[I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2 \right] = 94521.60 \; m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

Sens longitudinal : (Tiré à partir du logiciel)

M_{ox} =32569.004 KN.m

T_{ox} =1791.91 KN.

M_x= 32569.004+1791.91 x 1.2 = 34719.296 KN.m

Sens transversal : (Tiré à partir du logiciel)

M_{oy} =31618.284 KN.m

T_{oy} =1752.21 KN.

M_y= 31618.284 + 1752.21 x 1.2 = 33720.936 KN.m

Sens longitudinal

Al'ELU: Mx = 34719.296KN.m.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v\right) = \frac{149793.3}{1000.33} + \left(\frac{34719.296}{94521.6} \times 15.951\right) = 149.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v\right) = \frac{149793.3}{1000.33} - \left(\frac{34719.296}{94521.6} \times 15.951\right) = 143.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 149.74 + 143.88}{4} = 148.27 \text{ KN/m}^2$$

$$1{,}33\ \overline{\sigma}_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 148.27 \text{ KN/m}^2 < 1{,}33\ \sigma sol = 266 \text{ KN/m}^2$ ..... ***Condition vérifiée.***

- **A l'ELS:** Mx = 34719.296 KN.m.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v\right) = \frac{109107.02}{1000.33} + \left(\frac{34719.296}{94521.6} \times 15.951\right) = 114.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v\right) = \frac{109107.02}{1000.33} - \left(\frac{34719.296}{94521.6} \times 15.951\right) = 103.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 114.93 + 103.21}{4} = 112 \text{ KN/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 112 \text{ KN/m}^2 < \sigma sol = 200 \text{ KN/m}^2$ ..... ***Condition vérifiée.***

<u>Sens transversal:</u>

- **A l'ELU:** My=31618.284 KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v\right) = \frac{149793.3}{1000.33} + \left(\frac{31618.284}{94521.6} \times 14.448\right) = 154.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v\right) = \frac{149793.3}{1000.33} - \left(\frac{31618.284}{94521.6} \times 14.448\right) = 144.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 154.58 + 144.91}{4} = 152.16 \text{ KN/m}^2$$

$$1{,}33\ \overline{\sigma}_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 152.16 \text{ KN/m}^2 < 1{,}33\ \sigma sol = 266 \text{ KN/m}^2$ ..... ***Condition vérifiée.***

- **A l'ELS:** My=31618.284 KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v\right) = \frac{109107.02}{1000.33} + \left(\frac{31618.284}{94521.6} \times 14.448\right) = 113.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v\right) = \frac{109107.02}{1000.33} - \left(\frac{31618.284}{94521.6} \times 14.448\right) = 104.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 113.9 + 104.24}{4} = 111.48 \text{ KN/m}^2$$



$\overline{\sigma}_{sol} = 200\ KN/m^2$

$\sigma_m = 111{,}48\ KN/m^2 < \sigma\ sol = 200\ KN/m^2$.....***Condition vérifiée***

↳ ***Toutes les contraintes sont vérifiées.***

e) Poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{radier} \times \gamma_w$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier (P = 68368.28 KN).

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (Fs = 1,5).

γ_w : Poids volumique de l'eau (γ_w= 10 KN/m²).

h : Profondeur de l'infrastructure (h = 1.2 m).

S : Surface du radier (S = 1000.33 m²).

Donc :

P= 68368.28 KN > 1.5x1.2x1000.33x10= 18005.94KN.

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VII.4. Ferraillage du radier :

VII.4.1. Ferraillage de la dalle du radier :

Le radier est calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferraillage est déterminé pour le panneau de dalle le plus sollicité. Ce ferraillage est ensuite généralisé pour tout le reste du radier (Tout les panneaux).

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

- **ELU** : $qu = \sigma_m - \frac{1.35G_{rad}}{S_{rad}} = 152.16 - \frac{36060.43}{1000.33} = 116.11\ KN/m^2$
- **ELS** : $qs = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 112 - \frac{26711.43}{1000.33} = 85.3\ KN/m^2$

a) Identification de panneau :

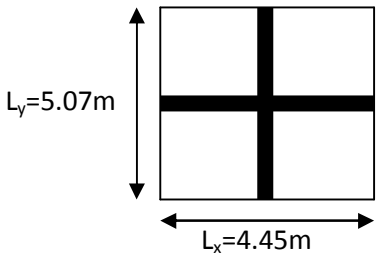
Deux cas peuvent se présenter selon $\rho = \frac{Lx}{Ly}$ avec $Lx < Ly$

1er cas : $\rho \leq 0{,}4 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans un seul sens : $M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$ Et $M_{oy} = 0$

2ème cas : $0{,}4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée Lx : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L^2_x$
- Dans le sens de la grande portée Ly : $M_{0y} = \mu_y \times M_{ox}$

Donc :



$l_y = L_y - b_n = 5.07 - 0,6 = 4.47$ m.

$l_x = L_x - b_n = 4.45 - 0,6 = 3.85$ m.

D'où : $0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.86 \leq 1$. Le panneau travail dans les deux sens.

Où :

μx et μy : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 99[2] en fonction du rapport

$$\rho = \frac{lx}{ly}$$

donc :

- **A ELU** : $\rho = \frac{lx}{ly} = 0.86$ ⟹ μx= 0.0498 et μy= 0.693.
- **A ELS :** $\rho = \frac{lx}{ly} = 0.86$ ⟹ μx= 0.0569 et μy= 0.791.

b) Calcul des moments M_{0X} et M_{0Y} :

A L'ELU :

$$M_{0X} = u_x \times q_{um} \times (l_x)^2 = 0.0498 \times 116.11 \times (3.85)^2 = 85.71\,KN.m$$
$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0.693 \times 85.71 = 59.39\,KN.m$$

A L'ELS :

$$M_{0X} = u_x \times q_{um} \times (l_x)^2 = 0.0569 \times 85.3 \times (3.85)^2 = 73.21KN.m$$
$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0.791 \times 73.21 = 57.91\,KN.m$$

c) Correction des moments :

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée, de (-0.5) aux appuis intermédiaires et de (-0.3) aux appuis de rives :

- **À l'ELU :**

En travée :

M^{t}_{x} = 0.85 x 85.71 = 72.85 KN.m.

M^{t}_{y} = 0.85 x 59.39 = 50.48 KN.m.

Aux appuis :

$M_1{}^{a}_{x}$ = - 0.5 x 85.71 = -42.855 KN.m.

$M_2{}^{a}_{x}$ = - 0.3 x 85.71 = -25.713 KN.m.

$M_1{}^{a}_{y}$ = - 0.5 x 59.39 = -29.69 KN.m.

$M_2{}^{a}_{y}$ = - 0.3 x 59.39 = -17.82 KN.m.

- **À l'ELS :**

En travée :

M^{t}_{x} = 0.85 x 73.21 = 62.23 KN.m.

M^{t}_{y} = 0.85 x 57.91 = 49.22 KN.m.

Aux appuis :

$M_1{}^{a}_{x}$ = - 0.5 x 73.21 = -36.61 KN.m.

$M_2{}^{a}_{x}$ = - 0.3 x 73.21 = -21.96 KN.m.

$M_1{}^{a}_{y}$ = - 0.5 x 57.91 = -28.96 KN.m.

$M_2{}^{a}_{y}$ = - 0.3 x 57.91 = -17.37 KN.m.

d) Calcul des armatures :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant avec :

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{M.10^6}{1000.270^2 x 14.2}$$

A partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ.

$$A = \frac{M}{\beta..d.\sigma st} = \frac{M.10^3}{\beta.x27x348}$$

Tableau VII.4: *Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.*

Zone	Sens	Mu [KN.m]	μ	β	A [cm²]	A adoptée [cm²]		St [cm]
En travée	x-x	72.85	0.070	0.964	8.042	7HA 16	14.07	15
	y-y	50.48	0.048	0.975	5.51	5HA 16	10.05	20
Aux appuis	x-x	-42.855	0.042	0.979	4.66	5HA 14	7.69	15
	y-y	-29.69	0.028	0.986	3.20	5HA 14	7.69	20

VII.4.2 Vérifications à l'ELU :

A) Condition de non-fragilité (BAEL 99 / Art B.7.4)[2] :

$$A_x^{\min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2}$$

Avec :

ω_0 = 0.08 % (Aciers Fe E400).

$$A_x^{\min} \geq \frac{30 \times 100 \times 0.0008 \times (3 - 0.86)}{2}$$

$A_x^{\min}$ = 2.57 cm².

Sens xx :

A_x^a = 7.69 cm² > $A_x^{\min}$ = 2.57 cm²..... ***Condition vérifiée.***

A_x^t = 14.07 cm² > $A_x^{\min}$ = 2.57 cm²..... ***Condition vérifiée.***

Armatures parallèles au grand coté (l_y) :

$$A_y^{\min} \geq \omega_0 \times b \times h$$

$$A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 cm^2$$

Sens y-y :

A_y^a = 10.05 cm² > A_y^{min} = 2.4 cm²..... ***Condition vérifiée.***

A_y^t = 7.69 cm² > A_y^{min} = 2.4 cm²..... ***Condition vérifiée.***

B) Espacements des barres (BAEL 99/ Art A.8.2, 42)[2]

Pour des charges réparties seulement :

Direction (x-x) : S_t= 15cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm..... ***Condition vérifiée***

Direction (y-y) : S_t= 20 cm < min (4h ; 45 cm) = 45 cm..... ***Condition vérifiée***

C) Diamètre maximal des barres (BAEL 99 / Art A.7.2,1)[2]

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm.}$$

$\phi_{adopté}$= 16 mm < 30 mm..... *Condition vérifiée*

VII.4.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

A) Contraintes dans les aciers

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\} \quad \text{Avec} \quad \eta = 2.1$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\{\frac{2}{3} x 400 ; 110\sqrt{1.6 x 2.1}\}$$

B) Contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

avec :

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} \qquad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A} \qquad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de ρ

↳ Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Zone	Sens	Ms [KN.m]	A [cm²]	ρ	β1	K1	σst [MPA]	σbc [MPA]	$\bar{\sigma}$st [MPA]	$\bar{\sigma}$bc [MPA]	Obs
En travée	x-x	62.23	14.07	0.521	0.892	31.3	183.64	5.87	201,63	15	C.V
	y-y	49.22	10.05	0.379	0.905	37.63	200.4	5.32			C.V
Aux appuis	x-x	-36.61	7.91	0.292	0.955	43.02	179.5	5.73			C.V
	y-y	-28.96	7.69	0.283	0.916	44.52	152.27	3.42			C.V

VII.5. Ferraillage du débord :

le débord est assimilé a une console rectangulaire, soumise a une charge ascendante uniformément répartie.le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m

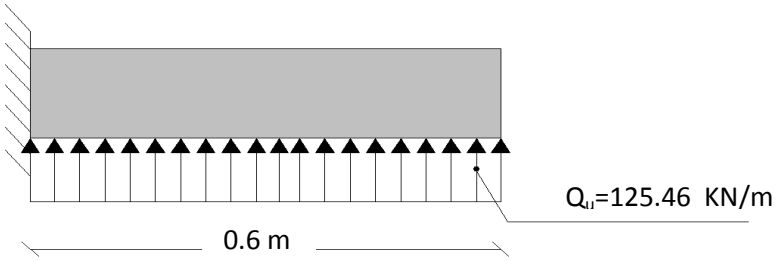


Figure VII.2 : Schéma statique de calcul du débord du radier.

a) Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement)

- **L'ELU :** qu = 116.11 KN/m²

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} = -\frac{116.11 \times 0.6^2}{2} = -20.89 \text{ KN.m.}$$

- **L'ELS :** qs = 85.3 KN/m²

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} = -\frac{85.3 \times 0.6^2}{2} = -15.35 \text{KN.m.}$$

b) Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bc}} = \frac{20.89 \cdot 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_l = 0.392$$

À partir des abaques, $\mu = 0.020$: $\beta = 0.990$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{20.8910^3}{0,990x27x348} = 2.25 \text{ cm}^2.$$

Remarque :

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferraillage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

VII.6. Ferraillage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS »

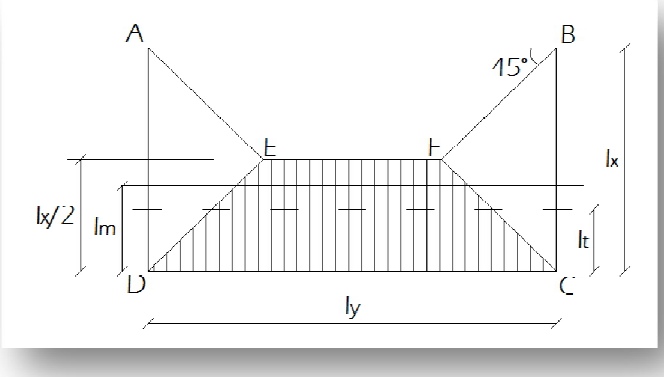
Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis. Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens ($0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0,85 \leq 1$), donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charge trapézoïdales.

Pour le calcul du ferraillage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens, et pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituantes des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm)et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdal.

Les largeurs l_m et l_t sont déterminées comme suit :



Cas des charges trapézoïdales :

- Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0{,}5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$
- Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0{,}5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)$

Cas de chargement triangulaire :

- Moment fléchissant : $L_m = 0{,}333 \times Lx.$
- Effort tranchant : $L_t = 0{,}25 \times Lx.$

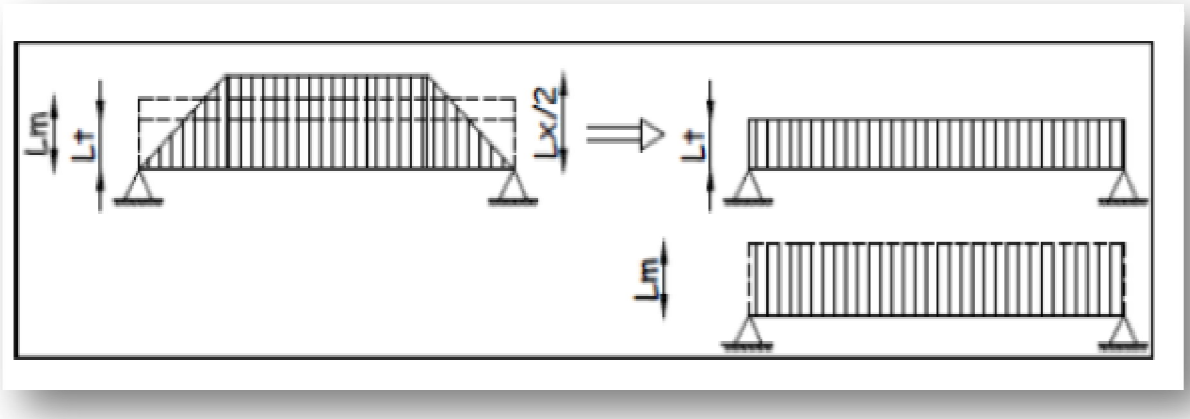


Figure VII.3 : Présentation des charges simplifiées.

VII.6.1 Charges à considérer :

- **Pour les moments fléchissant :**

$Q_{Mu} = q_u . L_m$

$Q_{Ms} = q_s . L_m$

- **Pour les efforts tranchants :**

$Q_u = q_u . L_t$

$Q_s = q_s . L_t$

Avec :

Q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant.

Q_u : Charges permettant le calcul des efforts tranchants.

q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier

VII.6.2 Détermination des sollicitations

A) Sens des petites portées (Charges triangulaires) :

Tableau VII.6 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées.

				ELU			ELS	
Travées	l_x [m]	l_m [m]	l_t [m]	q_u [KN/m²]	q_{mu} [KN/ml]	q_{tu} [KN/ml]	q_s [KN/m²]	q_{ms} [KN/ml]
A-B	3.85	1.28	0.96	116.11	149.07	111.80	85.3	109.18
B-C	3.85	1.28	0.96	116.11	149.07	111.80	85.3	109.18
C-D	2.95	0.98	0.74	116.11	114.13	86.18	85.3	83.6
D-E	3.84	1.28	0.96	116.11	149.07	111.80	85.3	109.18
E-F	3.65	1.22	0.91	116.11	142.08	105.97	85.3	104.18
F-G	3.35	1.12	0.84	116.11	130.43	97.82	85.3	95.54
G-H	3.45	1.15	0.86	116.11	133.93	100.15	85.3	98.1
H-I	2.85	0.95	0.71	116.11	110.64	82.68	85.3	60.56

B) Sens des grandes portées (Charges trapézoïdales) :

Tableau VII.7 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées.

				ELU			ELS	
Travées	lx [m]	lm [m]	lt [m]	qu [KN/m²]	qmu [KN/ml]	qtu [KN/ml]	qs [KN/m²]	qms [KN/ml]
A-B	4.25	1.60	1.21	116.11	185.86	140.55	85.3	136.48
B-C	4.2	1.58	1.2	116.11	183.53	139.39	85.3	134.77
C-D	3.2	1.07	0.8	116.11	124.29	92.93	85.3	91.27
D-E	3.2	1.07	0.8	116.11	124.29	92.93	85.3	91.27
E-F	4.2	1.58	1.2	116.11	183.53	139.39	85.3	134.77
F-G	4.75	1.8	1.35	116.11	209.08	156.816	85.3	153.54
G-H	1.06	0.35	0.26	116.11	40.65	30.20	85.3	29.86



➢ **Calcul des efforts internes**

Le calcul se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

↳ **Sens des petites portées :**

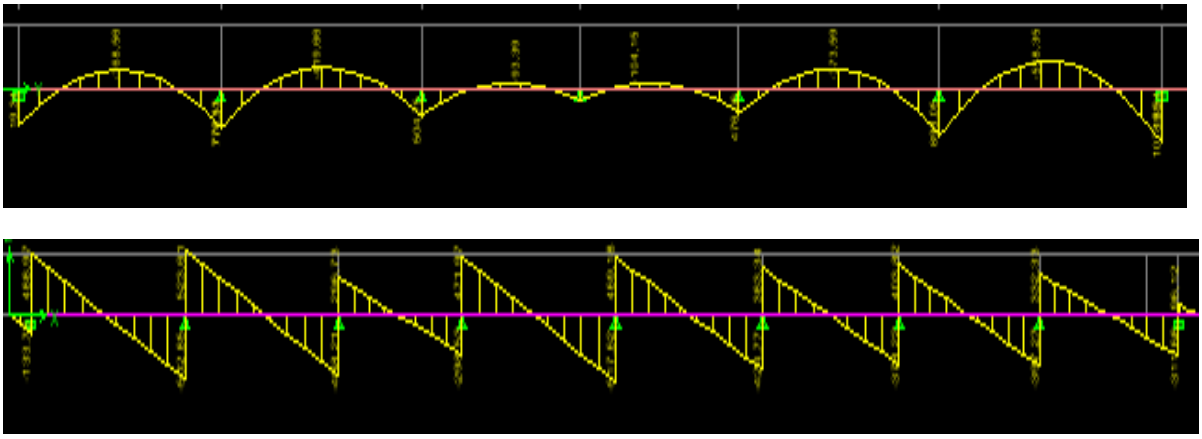


Figure VII.4. : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des petites portées).

↳ **Sens des grandes portées**

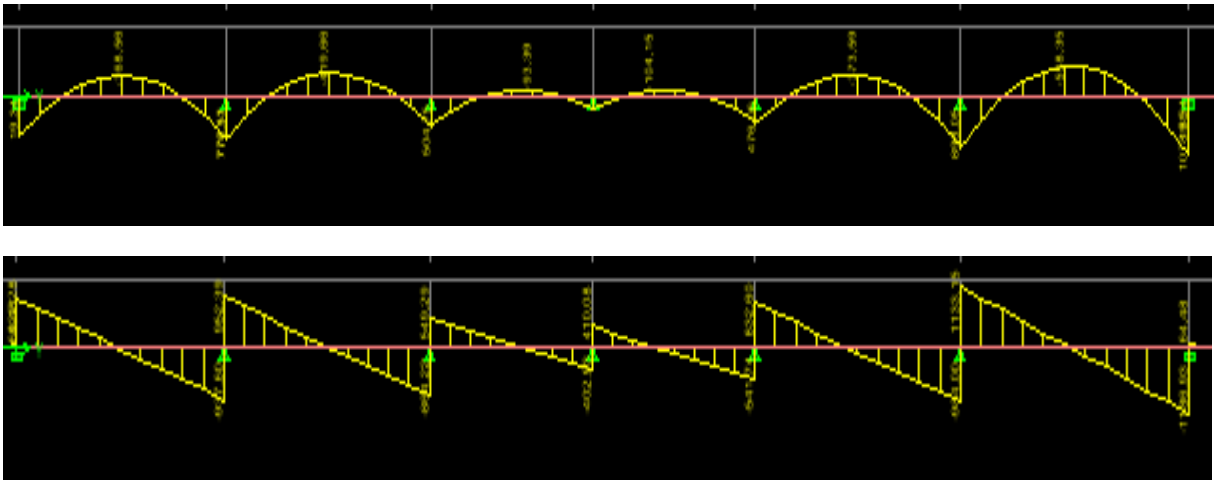


Figure VII.5 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des grandes portées).

Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b= 60cm h=120cm d=117cm f_{bc}=14.2 MPa σ_{st}=348 MPa

Tableau VII.8 : Résultats du calcul des armatures des nervures.

Sens	Zone	Mu max [KN.m]	μ	β	A [cm²]	A adoptée [cm²]
Petites portées	En travée	-305.62	0.026	0.987	6.89	4HA16 = 8.04
	Aux appuis	539.65	0.046	0.978	12.28	8HA16 = 16.08
Grandes portées	En travée	-538.35	0.046	0.978	12.25	8HA16= 16.08
	Aux appuis	898.05	0.08	0.958	20.48	12HA16 = 24.12

VII.6.3. Vérifications à l'ELU

A) Condition de non fragilité (BAEL 99 / Art A.4.2.1)[2]

$$A_{min} \geq 0{,}23.b_0.d.\frac{fc_{28}}{f_e} = 0{,}23(60)(117)\frac{2{,}1}{400} = 8.48\ cm^2.$$

Toutes les sections d'armatures adoptées sont supérieures à A_{min}. La condition est donc vérifiée.

B) Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art A.5.1 ,211) [2]

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}15.fc28}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPA\right\} = 2.5\ MPA$$

- **Sens des petites portées**

$$\tau_u = \frac{523.69.10^3}{600\ x1170} = 0.75\ MPA < \bar{\tau}_u = 2.5\ MPA.$$

↳ **Sens des grandes portées**

$$\tau_u = \frac{1186.93.10^3}{600\,x1170} = 1.69 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

C) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99 / Art A.6.1 ,3)

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

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

Ψ_s = 1.5 (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \text{ x } 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0{,}9d \sum \mu_i}$$

Où :

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

↳ **Sens des petites portées :**

$\sum \mu_i = n.\pi.\phi = 6 \text{ X } 3.14 \text{ X } 16 = 301.44$ mm.

$$\tau_{se} = \frac{52369.10^3}{0.9x1170x301.44} = 1.65 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}$$

↳ **Sens des grandes portées :**

$\sum \mu_i = n.\pi.\phi = 6 \text{ X } 3.14 \text{ X } 16 = 301.44$ mm.

$$\tau_{se} = \frac{118693.10^3}{0.9x1170x301.44} = 3.07 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

D) Calcul des armatures transversales (BAEL99/ Art A.7.2,2) [2]

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \varphi_t) = \min (3.43 ; 6 ; 2) = 2 \text{ cm}.$$

Les armatures transversales, sont réalisé par un cadre et un étrier en ϕ10

(A_t= 4HA10 = 3.14 cm²)

E) Espacement des armatures :(Art 7.5.2.2 du RPA 99 version 2003) [1]

- **Zone nodale** :

St ≤ min (h/4 ; 12φ) = min (30 ; 19.2) = 19.2 cm ⇒ St= 15 cm.

- **Zone courante :**

St ≤ h/2 = 120/2= 60 cm ⇒ St= 20 cm.

F) Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2.2 du RPA 2003) [1]

$A_{t\,min}$= 0,003 x St x b= 0.003 x15 x 60= 2.7 cm² < $A_{t\,adoptée}$= 3.14 cm²..... ***Condition vérifiée***.

G) Espacement des armatures transversales (Article A.5.1,23 du BAEL 99) :

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_o.S_t} \geq \frac{\gamma_s.(\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e} \Rightarrow S_t = \frac{0.9.f_e.A_t}{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{tj}).b_o} = \frac{0.9.x3.14x400}{1.15.(1.69 - 0.3.x.2.1)60} = 15.45 \text{ cm.}$$

H) Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 99 / Art A.5.1 ,22)

S_t^{max} ≤ min (0.9d ; 40 cm) = min (105.3 cm ; 40 cm) = 40 cm.

$S_{t\,max\,adopté}$= 20 cm < S_t^{max}= 40 cm..... ***condition vérifiée.***

I) Délimitation de la zone nodale

La zone nodale pour le cas des poutres (nervures) est délimitée dans la figure **7.2 du RPA 2003** en **page 63** (Zone nodale) comme suit :

l'= 2.h

Avec :

l' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où :

l'= 2x120= 240 cm.

J) Armatures de peau (BAEL 99 / Art A.8.3) :

« Des armatures dénommées ''armatures de peau'' sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. ». Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 120 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$Ap = 3\ cm2\ /ml \times 1.2 = 2.5\ cm2$$

D'où :

$$A_{peau} = 2HA\ 14 = 3.08\ cm^2.$$

VII.6.4. Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul des moments fléchissant à l'ELS se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

- **Sens des petites portées**

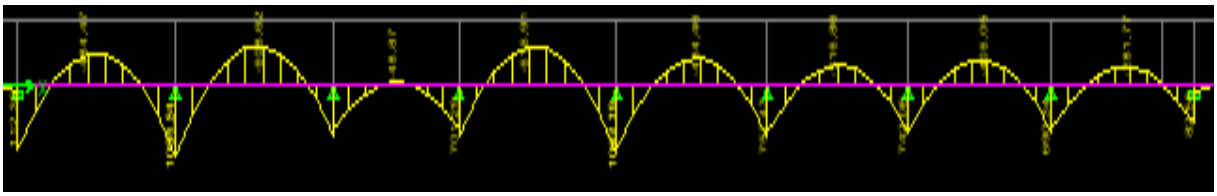


Figure VII.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des petites portées).

- **Sens des grandes portées**

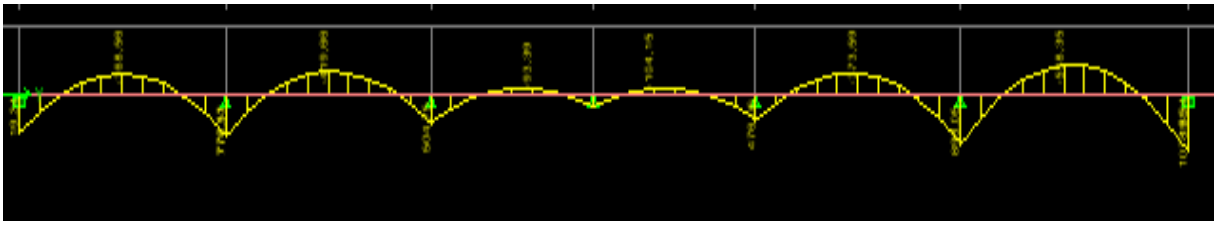


Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des grandes portées).

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

A) Contraintes dans les aciers

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\{\frac{2}{3} f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta f_{tj}}\} \quad \text{Avec} \quad \eta = 2.1$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\{\frac{2}{3} x 400 \ ; 110\sqrt{1.6 x 2.1}\}$$

B) Contraintes dans le béton

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPA

avec :

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} \qquad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A} \qquad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de ρ

- Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures

Sens	Zone	Ms [KN.m]	A [cm²]	ρ	β1	K1	σst [MPA]	σbc [MPA]	$\bar{\sigma}$st [MPA]	$\bar{\sigma}$bc [MPA]	Obs.
Petites portées	En travée	-198.5	8.06	0,113	0.944	74.29	149.18	2.05	201.63	15	C.V
	Aux appuis	336.65	16.08	0,229	0.923	49.93	193.87	3.88			C.V
Grandes portées	En travée	-359.37	16.08	0.236	0.922	49.10	200.71	4.1			C.V
	Aux appuis	615.23	24.12	0.415	0.901	35.50	200.28	5.64			C.V

Conclusion :

Le ferraillage retenu pour le radier suivant :

1. La dalle du radier (Compris les débords) :

Sens X-X :

- En travée (Lit supérieur) : **7HA16/ml (St = 15 cm).**
- Aux appuis (Lit inférieur) : **5HA14/ml (St = 15 cm).**

Sens Y-Y :

- En travée (Lit supérieur) : **5HA16/ml (St = 20 cm).**
- Aux appuis (Lit inférieur) : **5HA14/ml (St = 20 cm).**

2. Les nervures :

Sens des petites portées

- En travée (Armature supérieur) : **4HA16.**
- Aux appuis (Armature inférieur) : **8HA16.**

Sens des grandes portées

- En travée (Armature supérieur) : **8HA16.**
- Aux appuis (Armature inférieure) : **12HA16.**

Armature de peau : 2HA14 (Pour toutes les nervures).

Conclusion Générale

CONCULUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage multiple, c'est le premier pas vers la vie professionnelle et une expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation, surtout d'apprendre les différentes techniques de calculs, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisé sans surcout important .

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte, premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

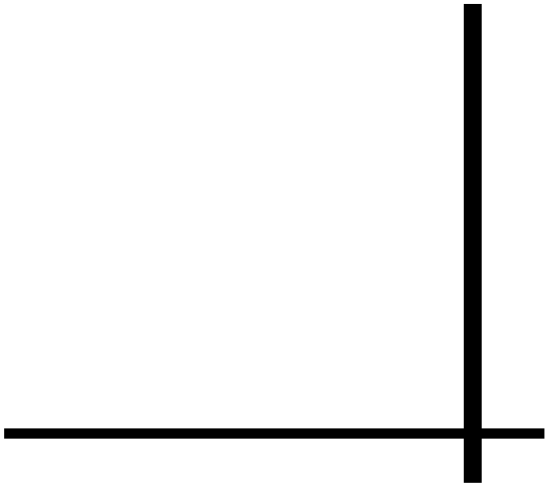
Suite à l'étude de ce projet, nous avons pu mesurer notre grande responsabilité et l'importance des décisions que nous somme amener à prendre autant qu'ingénieur dans la vie pratique.

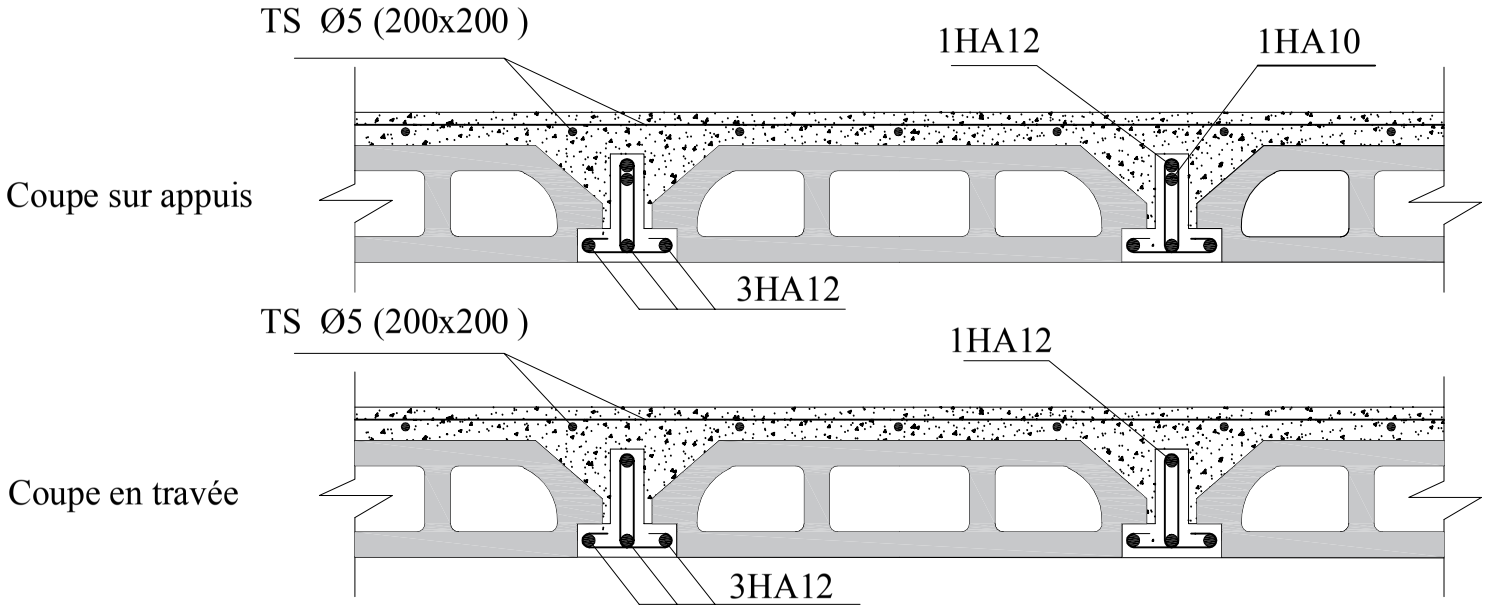
Nous ne saurons conclure sans affirmer que ce travail nous a permis d'enrichir nos connaissances dans le domaine du génie civil en général, et aussi en terme de modélisation des structures avec l'outil informatique.

Enfin, nous espérons que notre modeste travail soit utile , bénéfique et nous espérons qu'on a fait notre mieux et nous souhaitons que ce travail reste ouverts pour toutes améliorations ,et une référence a venir .

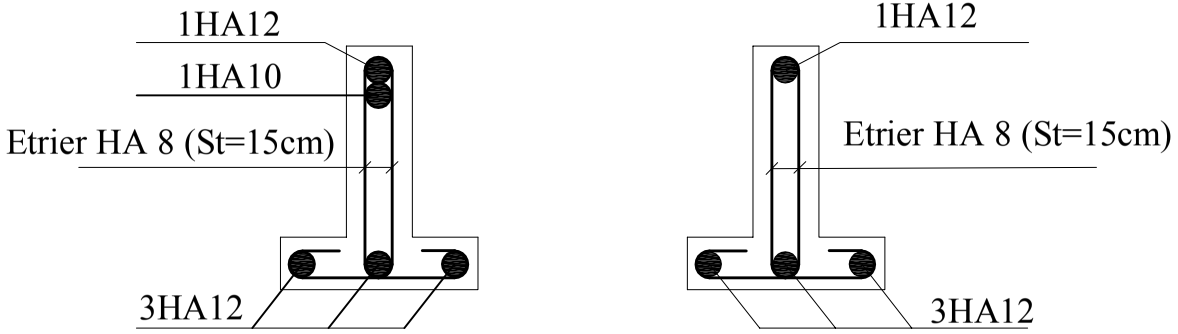


Plan d'exécution



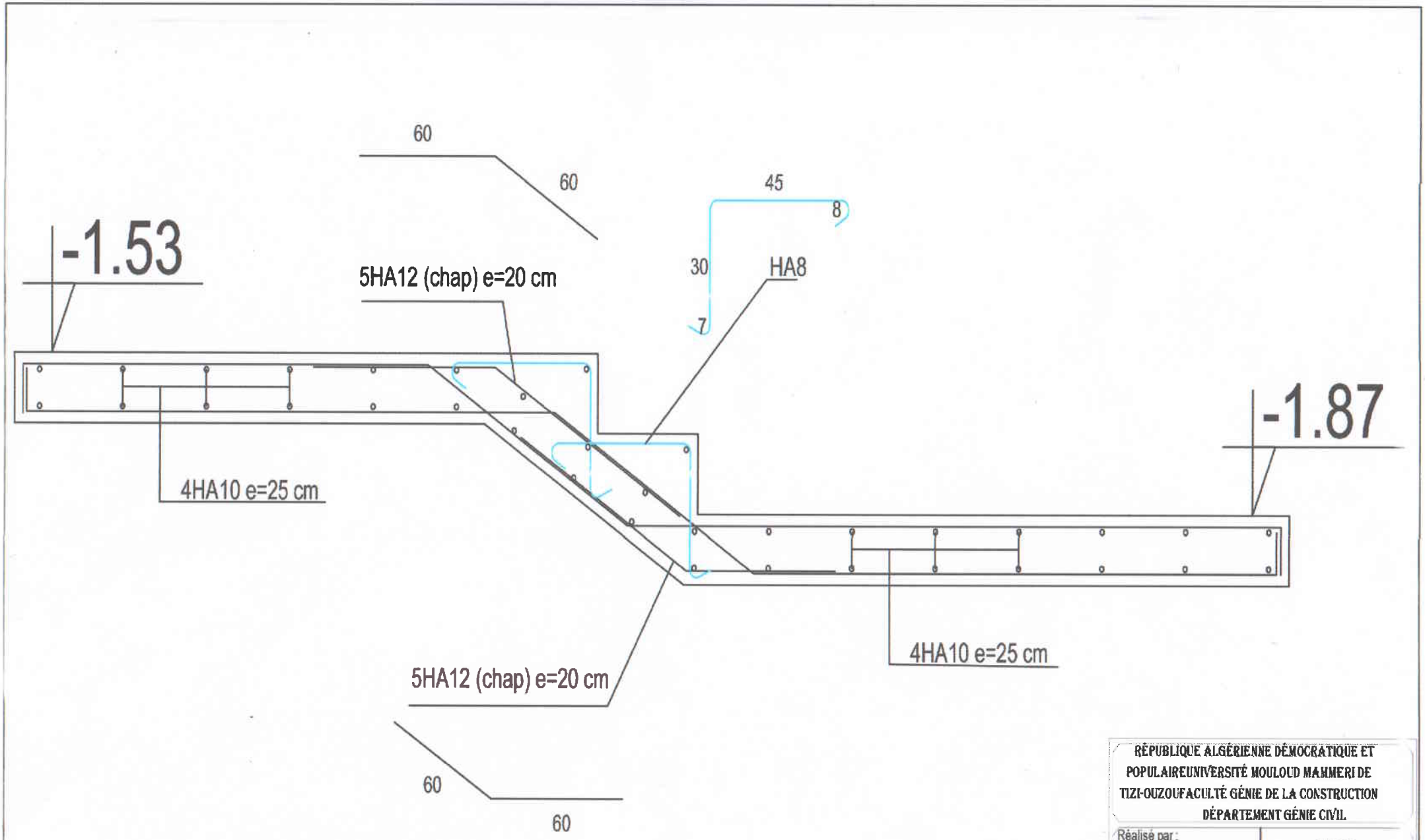


Ferraillage des poutrelles



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M elle :HAMITOUCHE Djamila M elle :HAOUCHINE Djouher	TITRE FERRAILLAGE DU PLANCHEREN CORPS CREUX
Dirigé par : Mr: BEN YAHI.K	
PROMOTION 2019/2020	Echelle : 1 / 50



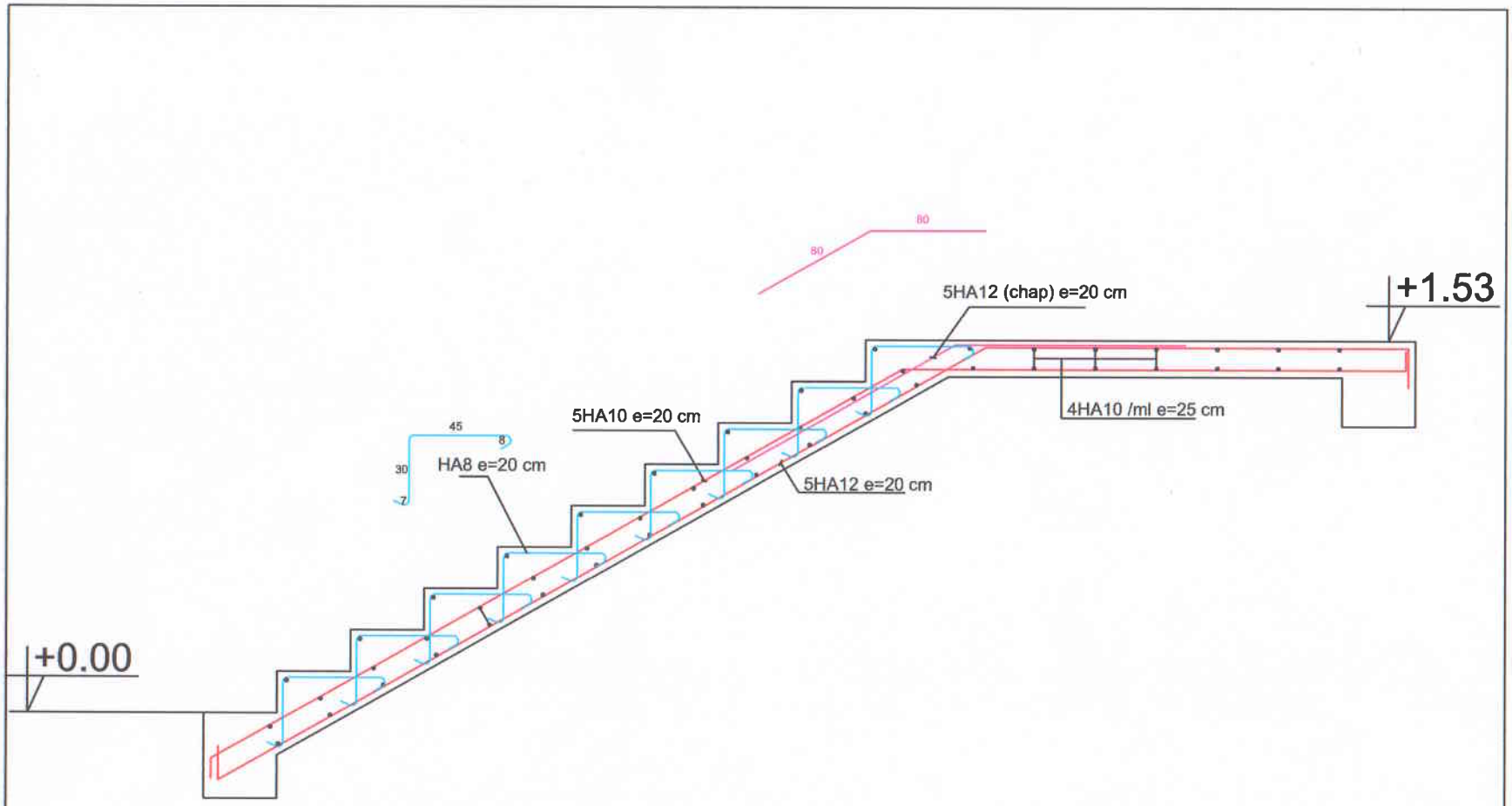
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIREUNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOUFACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
Mlle :HAMITOUCHE Djamila
Mlle :HAOUCHINE Djouher
Dirigé par :
Mr: BEN YAHI.K

PROMOTION 2019/2020

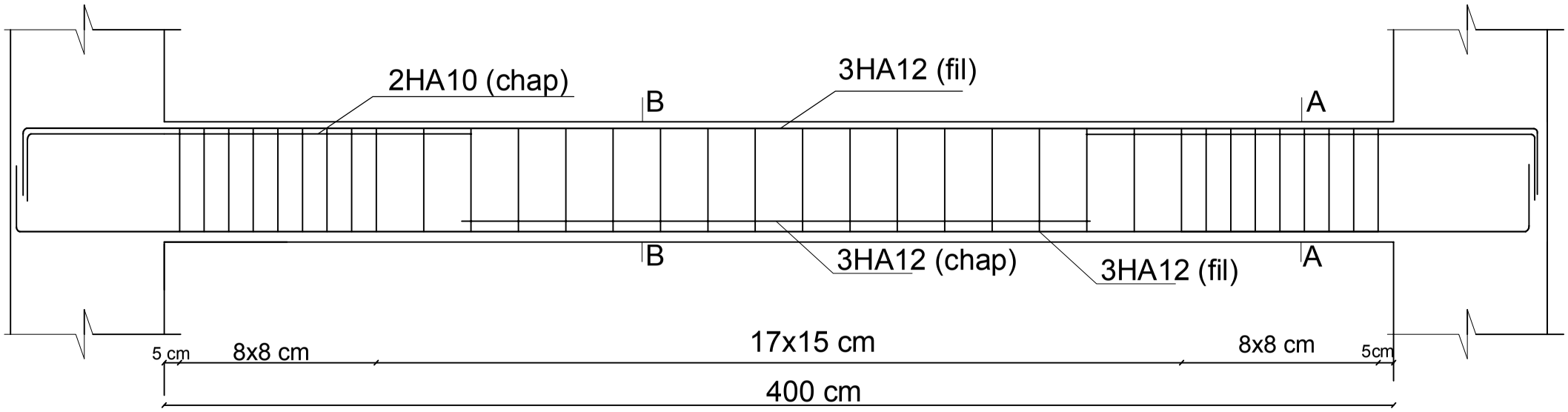
TITRE
FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

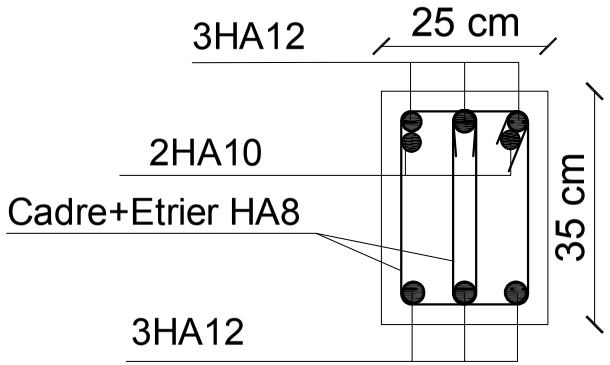
Echelle : 1/50



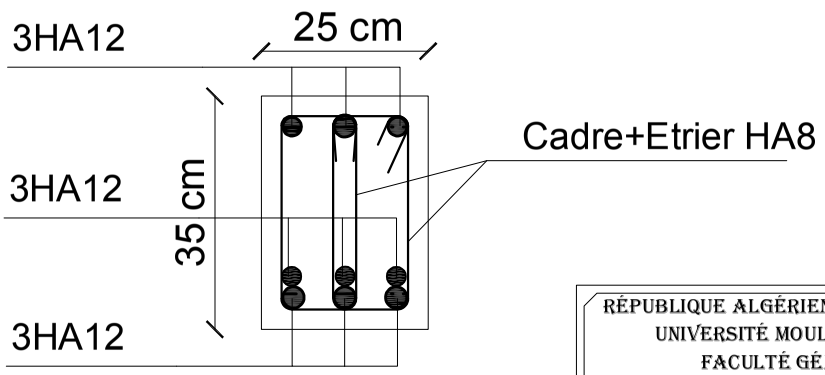
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNEDÉMOCRATIQUE ET POPULAIREUNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOUFACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M[elle] :HAMITOUCHE Djamila M[elle] :HAOUCHINE Djouher	**TITRE** **FERRAILLAGE DE L'ESCALIER**
Dirigé par : M[r]: BEN YAHI.K	
PROMOTION 2019/2020	Echelle : 1 / 50





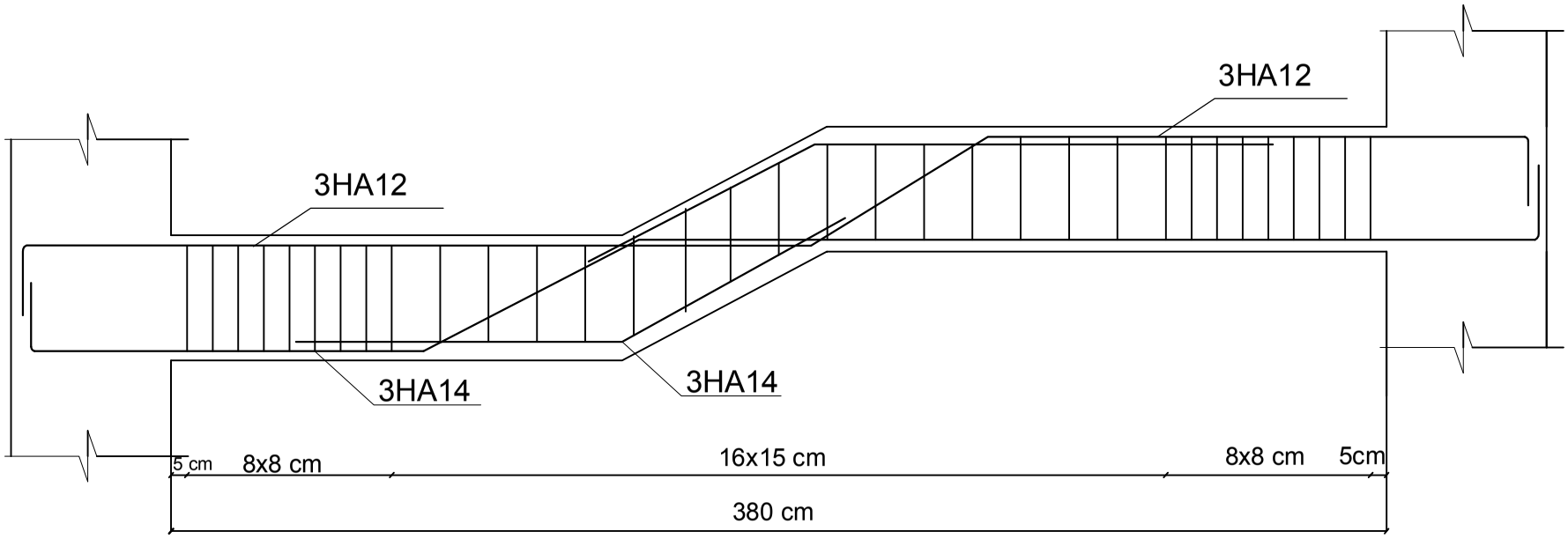
Coupe A-A

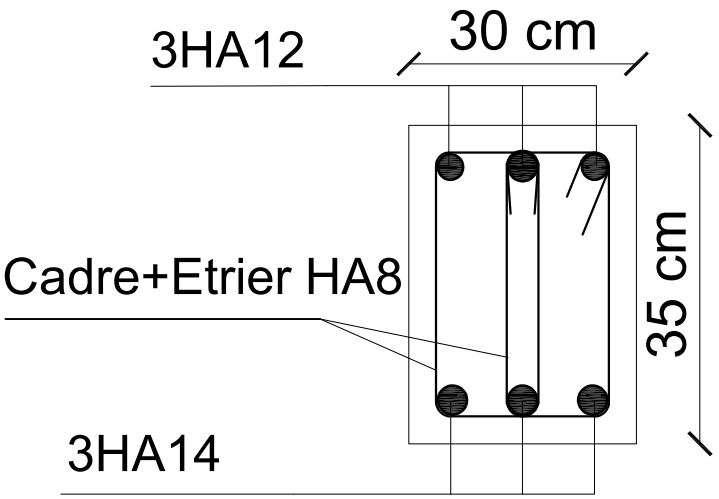


Coupe B-B

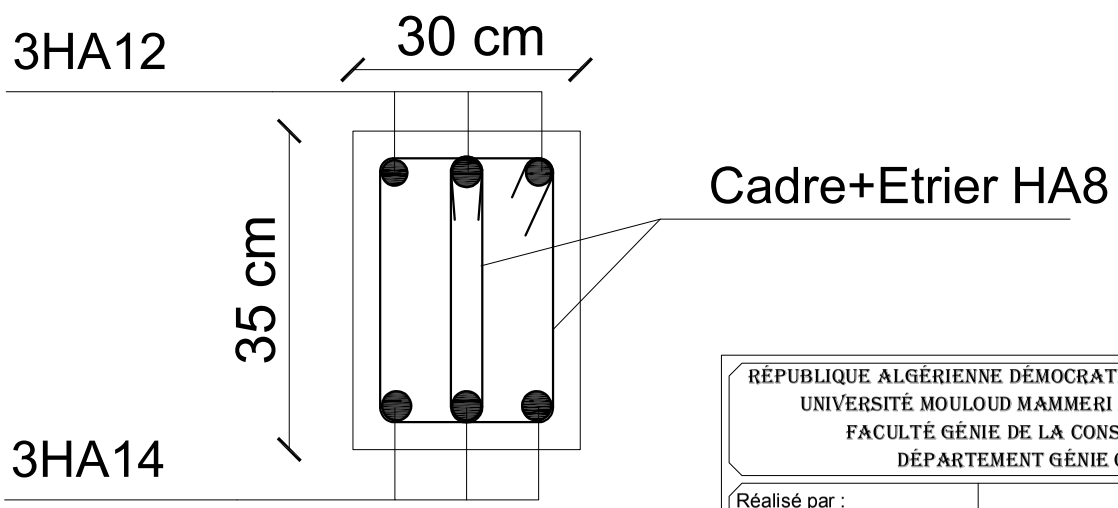
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M^{elle} :HAMITOUCHE Djamila M^{elle} :HAOUCHINE Djouher	TITRE FERRAILLAGE DE POUTRE PALIERE
Dirigé par : M^{r}: BEN YAHI.K	
PROMOTION 2019/2020	Echelle : 1 / 50





Coupe A-A



Coupe B-B

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
Mlle :HAMITOUCHE Djamila
Mlle :HAOUCHINE Djouher

Dirigé par :
Mr: BEN YAHI.K

TITRE

FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE BRISEE

PROMOTION 2019/2020

Echelle : 1 / 50

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

TITRE

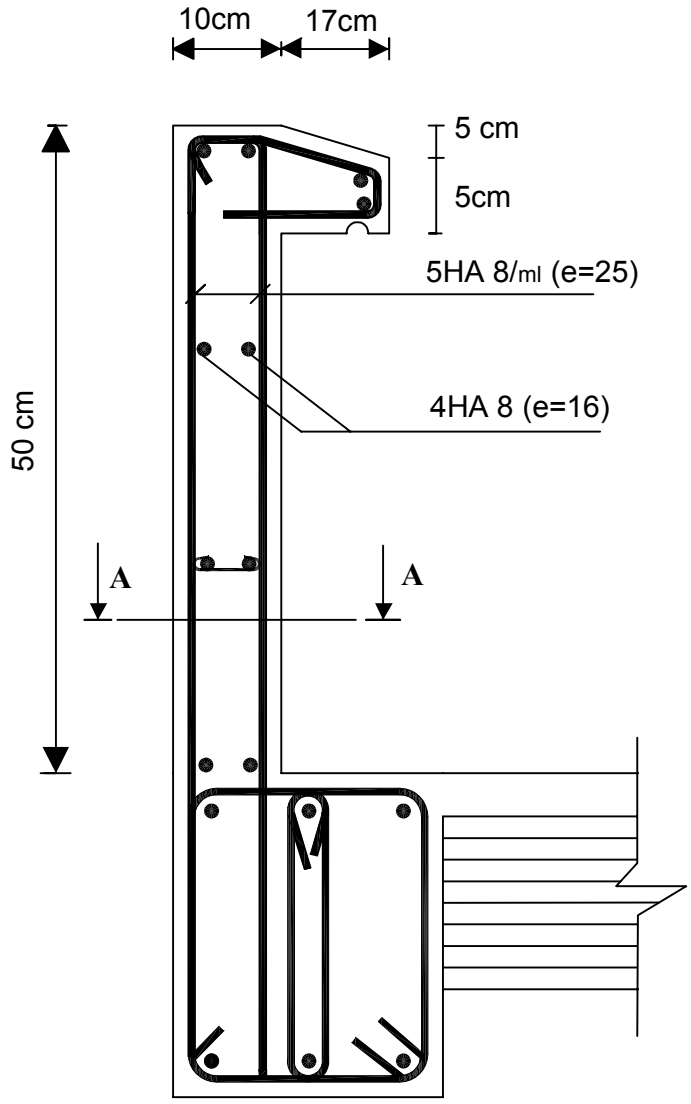
FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

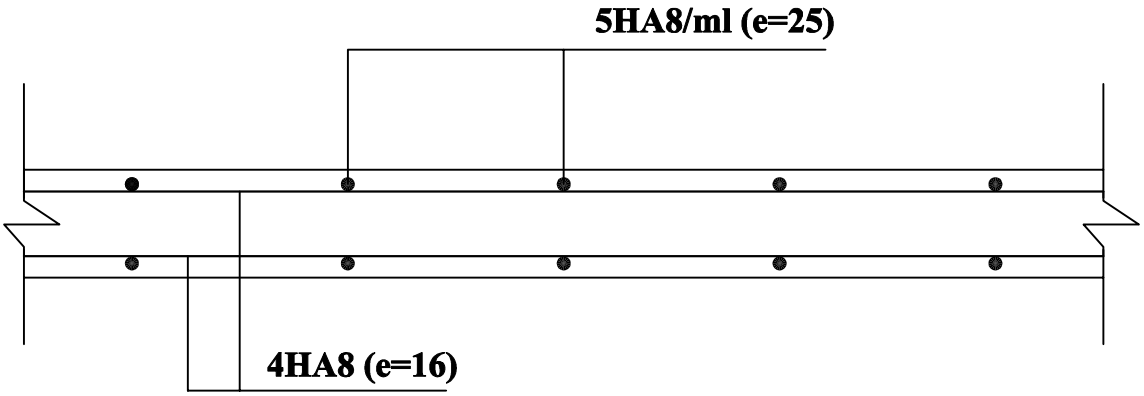
Réalisé par :
Mlle: HAMITOUCHE Djamila
Mlle : HAOUCHINE Djouher

Dirigé par :
Mr: BEN YAHI.K

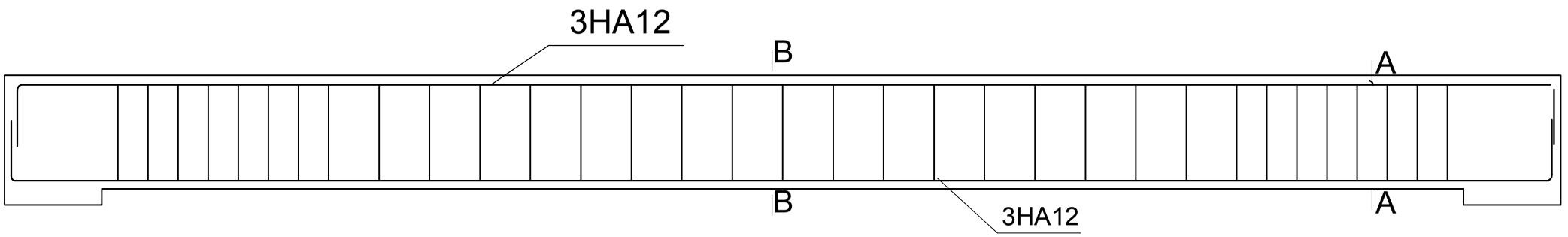
PROMOTION 2019/2020

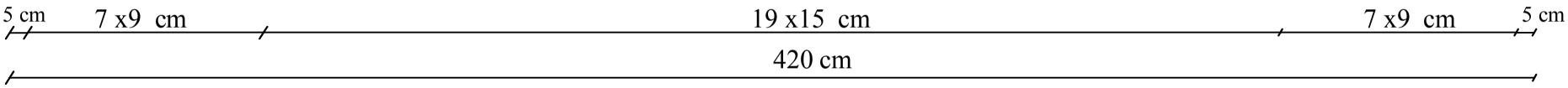
Echelle : 1 / 50

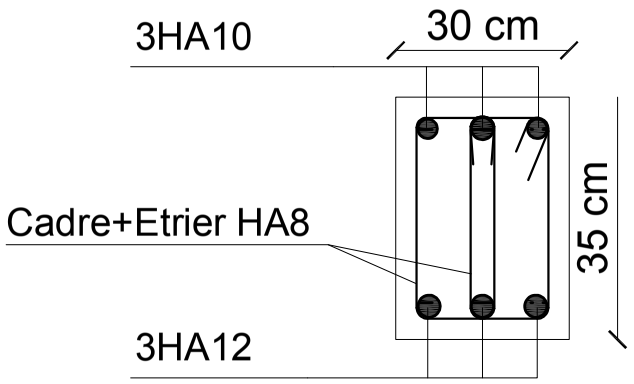




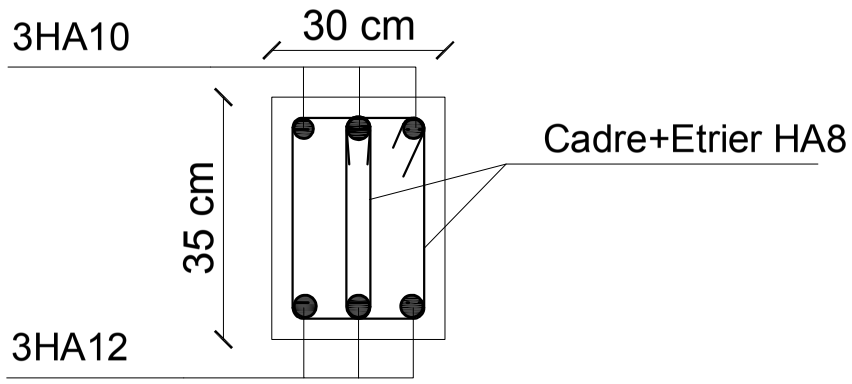
Coupe A-A







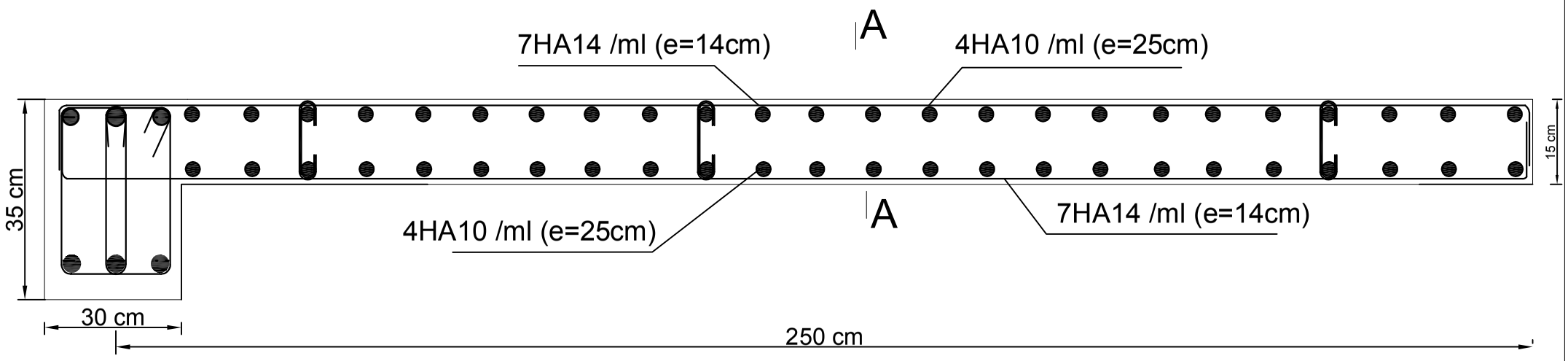
Coupe A-A

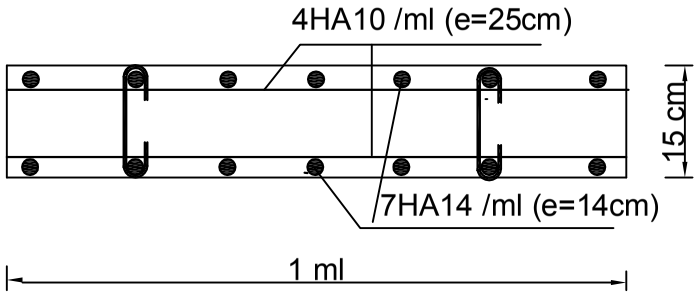


Coupe B-B

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M^{elle} :HAMITOUCHE Djamila M^{elle} :HAOUCHINE Djouher	TITRE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE LA SALLE MACHINE
Dirigé par : M^{r}: BEN YAHI.K	
PROMOTION 2019/2020	Echelle : 1 / 50





Coupe A-A

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
Melle :HAMITOUCHE Djamila
Melle :HAOUCHINE Djouher

Dirigé par :
Mr: BEN YAHI.K

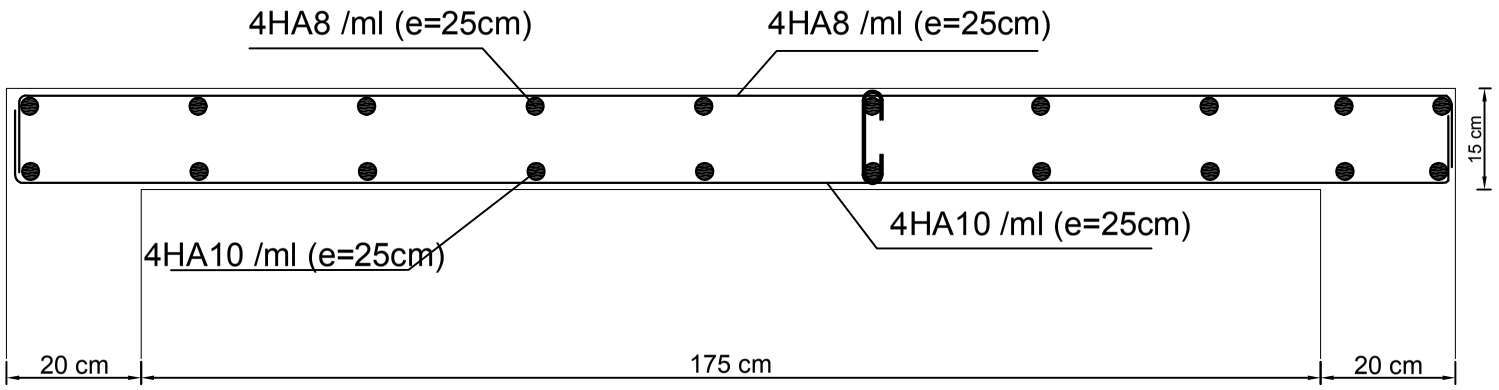
TITRE

FERRAILLAGE DES BALCONS

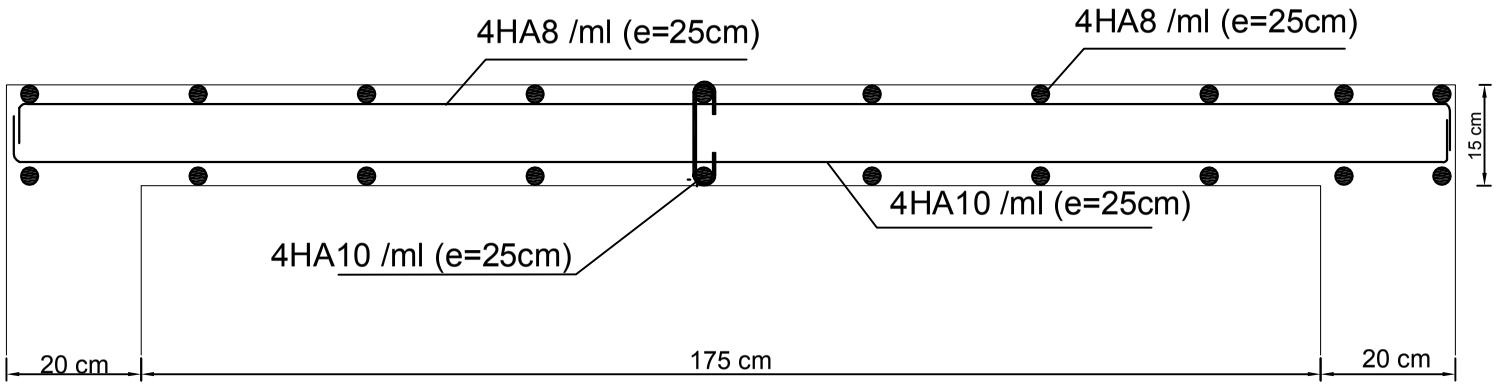
PROMOTION 2019/2020

Echelle : 1 / 50

Sens X-X

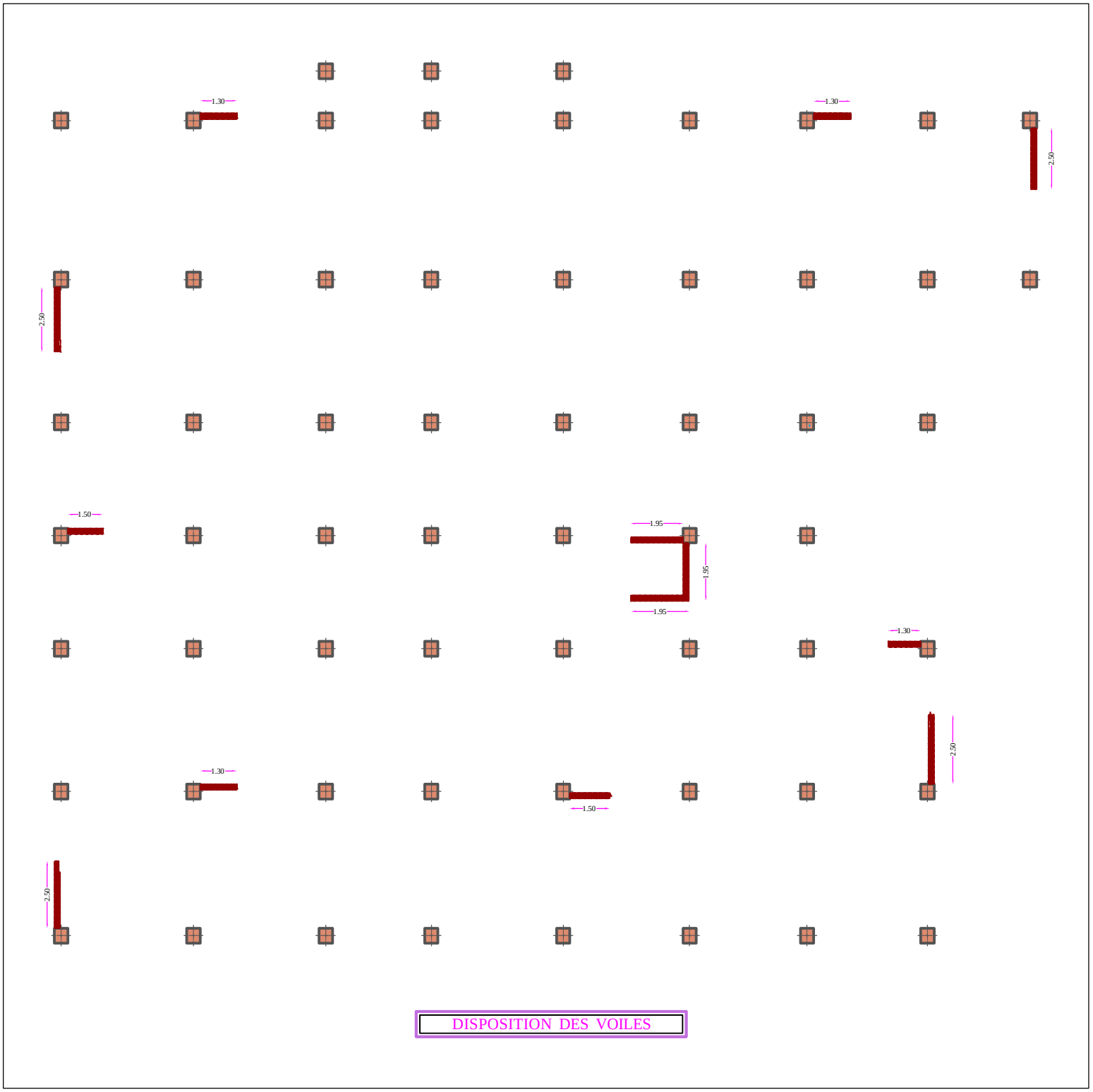


Sens Y-Y

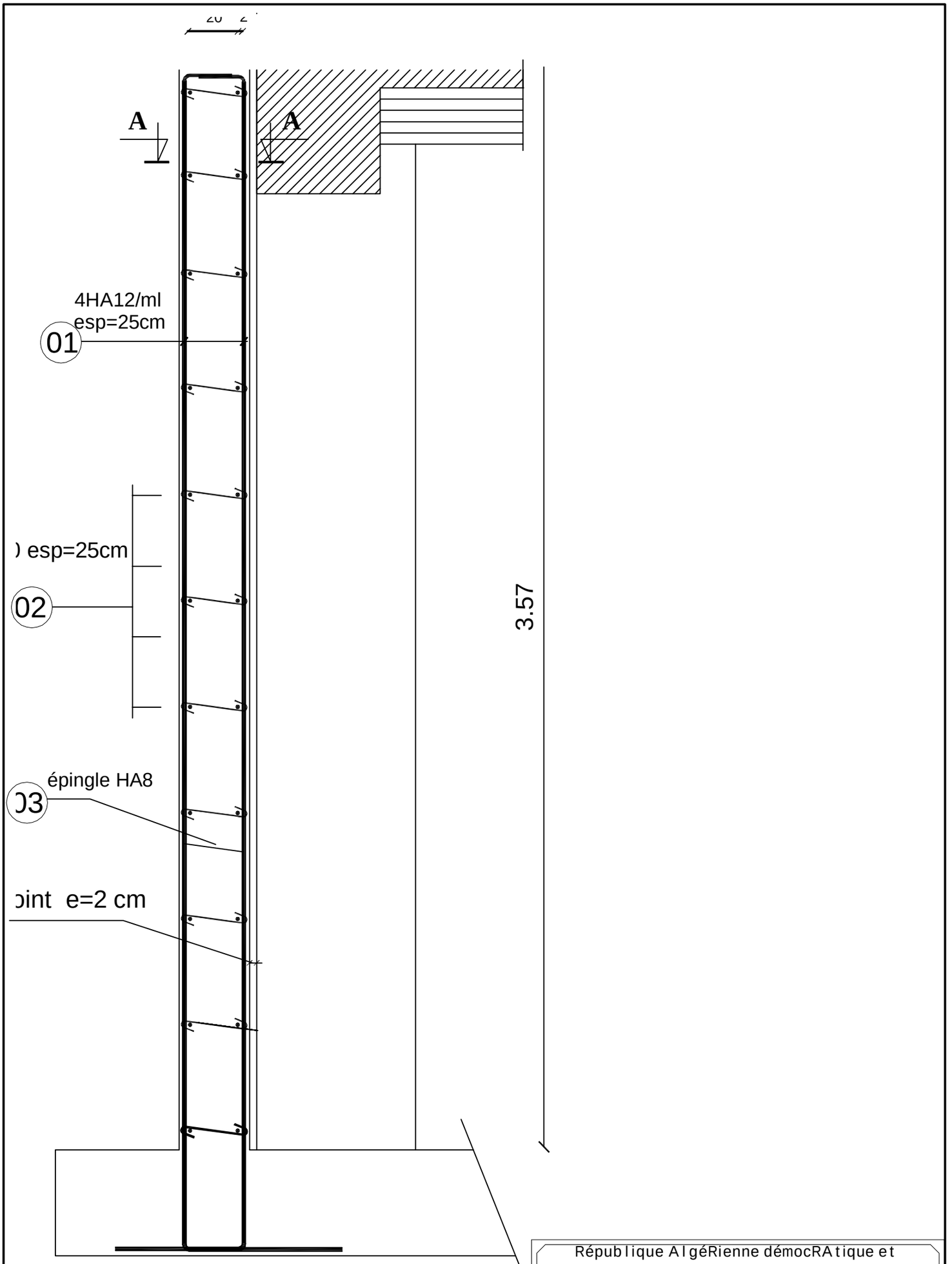


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M elle :HAMITOUCHE Djamila M elle :HAOUCHINE Djouher	TITRE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE LA SALLE MACHINE
Dirigé par : Mr: BEN YAHI.K	
PROMOTION 2019/2020	Echelle : 1 / 50



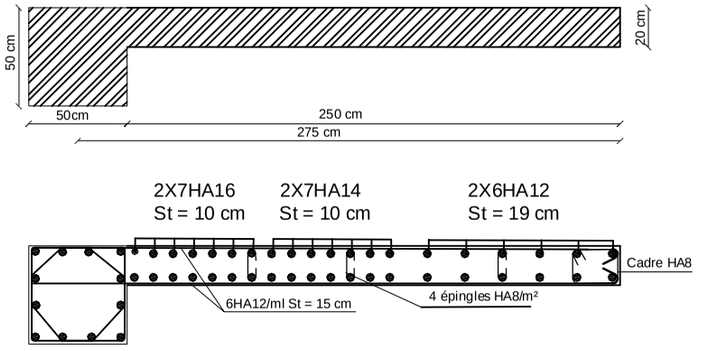
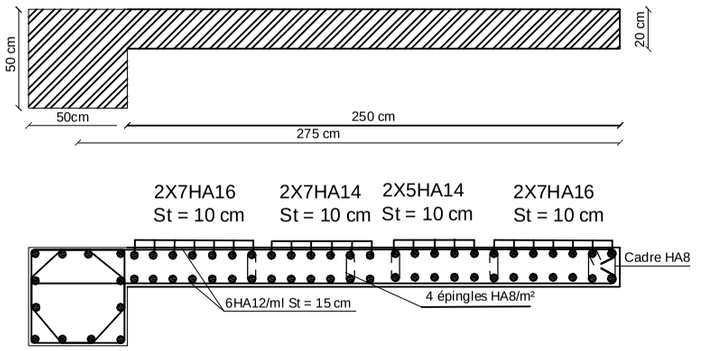
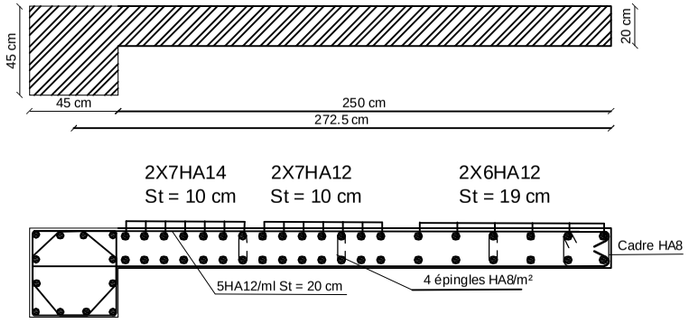
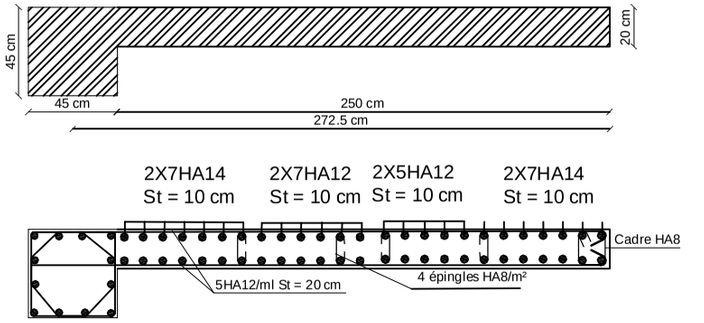
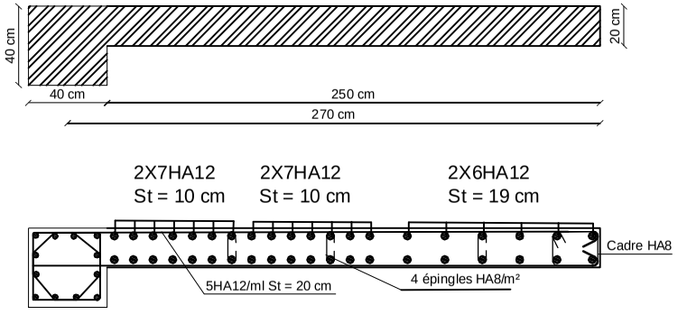
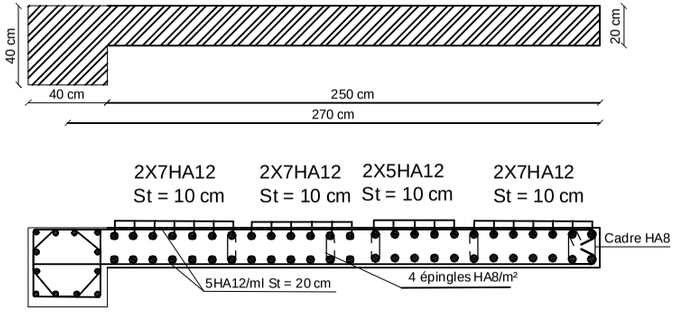
DISPOSITION DES VOILES



Coupe A-A

République AlgéRienne démocRAtique et POPULAIREUnIvERsIté MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOUFacUlTé génIe De la cOnSTRUcTIOn Département génie CiViL	
Réalisé par : M :HAMITOUCHE Djamila M :HAOUCHINE Djouher	TITRE Ferraillage deS mureS plaque
Dirigé par : Mr: BEN YAHI.K	
PROMOTION 2019/2020	Echelle : 1 / 50

Voiles TRANsVeRsAUX (Vl= 2.50 m)

Zone	Ferraillage calculer	Ferraillage adopter pour des raisons pratiques
ES/ RDC		
1/3		
4/6		

République AlgéRienne démocRAtique et POPULAIREUnIvERsIté MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOUFacUlTé génIe De la cOnSTRUcTIOn
Département génie CiViL

Réalisé par :
M^elle :HAMITOUCHE Djamila
M^elle :HAOUCHINE Djouher

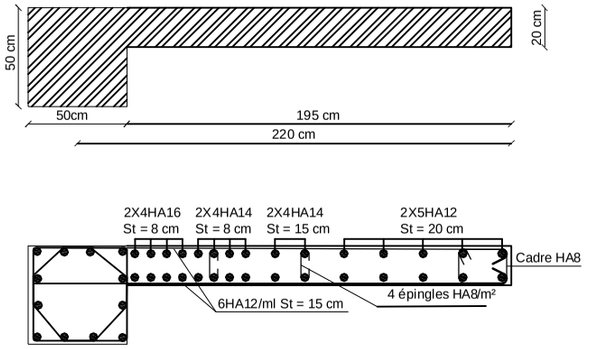
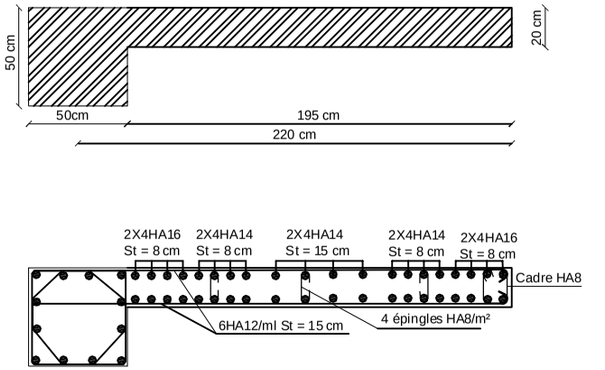
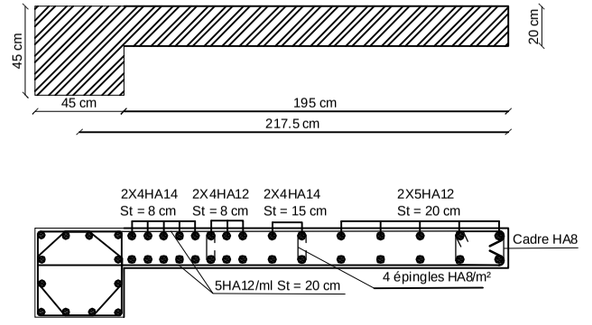
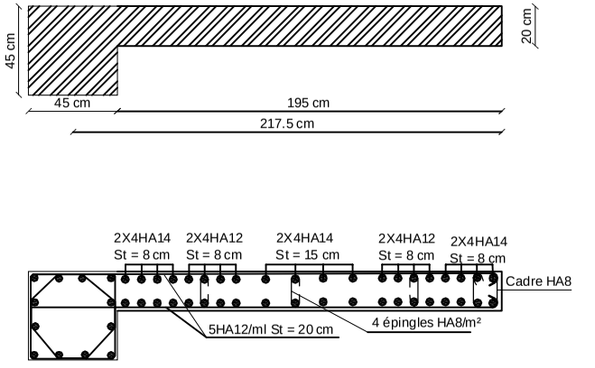
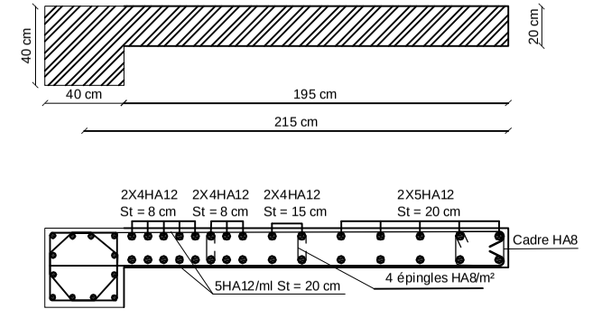
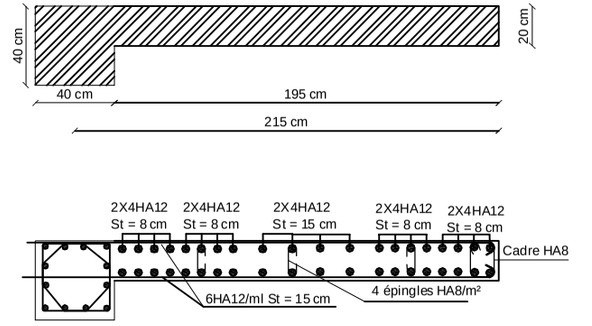
Dirigé par :
M^r: BEN YAHI.K

TITRE
Ferraillage deS VOile TRANSVERSAUX

PROMOTION 2019/2020

Echelle : 1 / 50

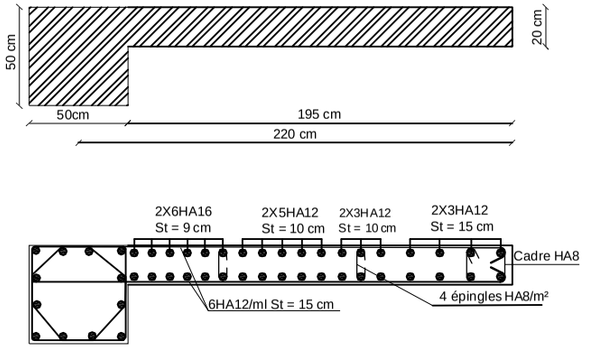
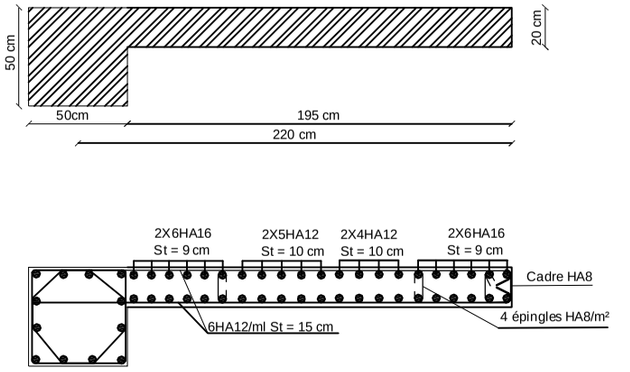
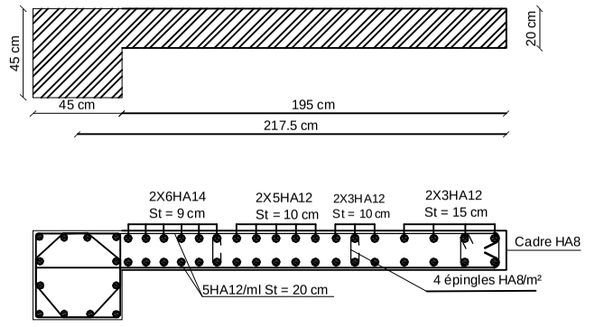
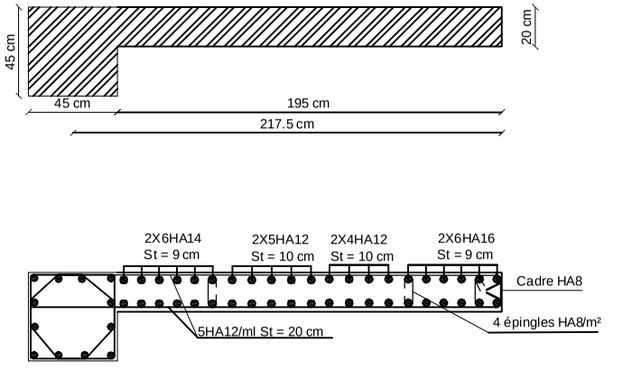
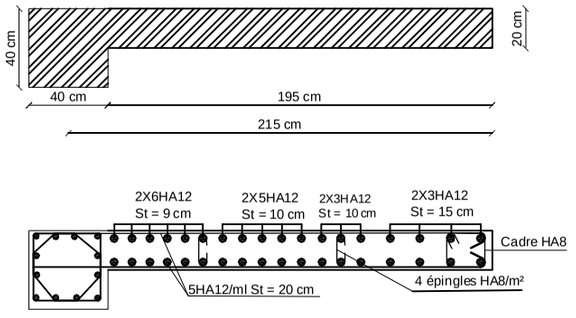
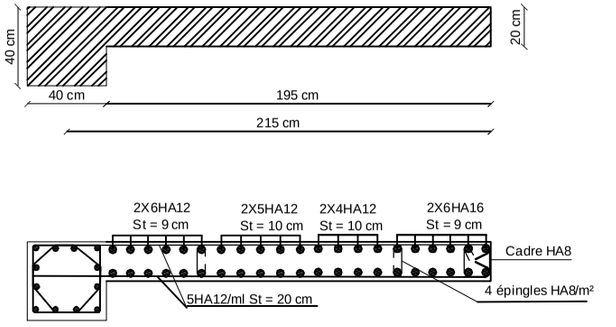
Voiles TRANsVeRsAUX (VT= 1.95 m)

Zone	Ferraillage calculer	Ferraillage adopter pour des raisons pratiques
ES/ RDC		
1/3		
4/6		

République AlgéRienne démocRAtique et POPULAIREUnIvERsIté MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOUFacUlTé génIe De la cOnSTRUcTIOn
Département génie CiViL

Réalisé par : M^{elle} :HAMITOUCHE Djamila M^{elle} :HAOUCHINE Djouher	TITRE Ferraillage deS VOile TRANSVERSAUX
Dirigé par : M^{r}: BEN YAHI.K	
PROMOTION 2019/2020	Echelle : 1 / 50

Voiles longitudinaux (Vl= 1.95 m)

Zone	Ferraillage calculer	Ferraillage adopter pour des raisons pratiques
ES/ RDC		
1/3		
4/6		

République AlgéRienne démocRAtique et POPULAIREUnIvERsIté MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOUFacUlTé génIe De la cOnSTRUcTIOn
Département génie CiViL

Réalisé par :
M^elle :HAMITOUCHE Djamila
M^elle :HAOUCHINE Djouher

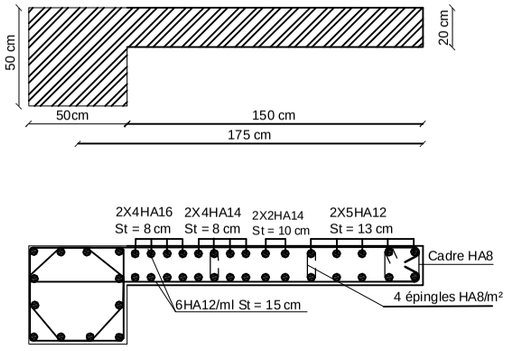
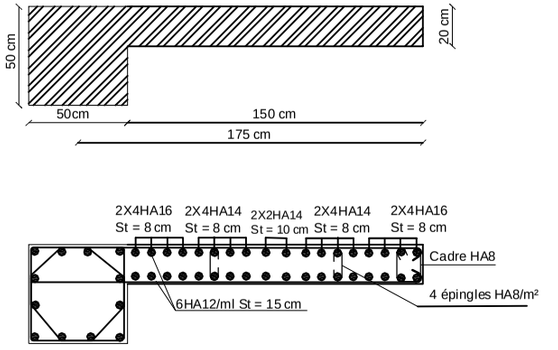
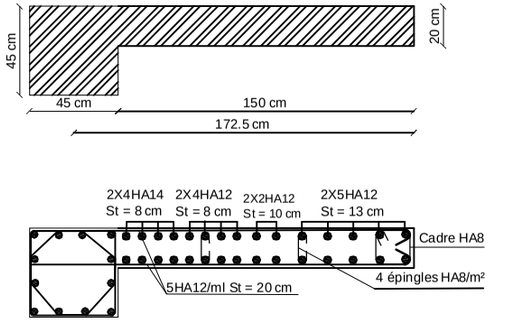
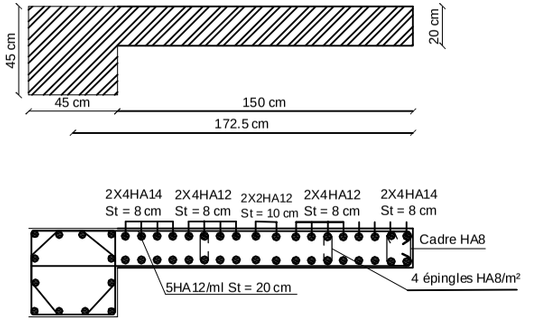
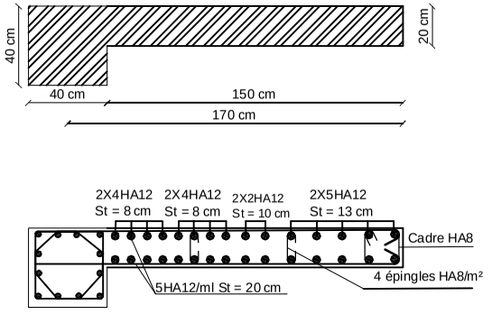
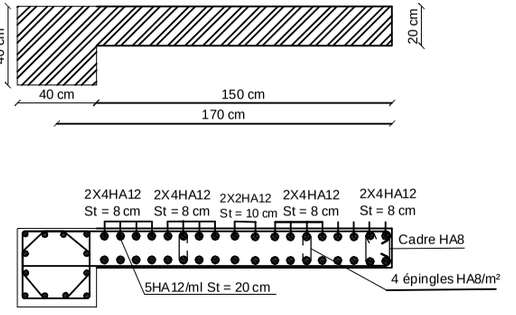
Dirigé par :
M^r: BEN YAHI.K

TITRE
Ferraillage deS VOileS LONGITUDINAUX

PROMOTION 2019/2020

Echelle : 1 / 50

Voiles longitudinaux (Vl= 1.50 m)

Zone	Ferraillage calculer	Ferraillage adopter pour des raisons pratiques
ES/ RDC		
1/3		
4/6		

République AlgéRienne démocRAtique et POPULAIREUnIvERsIté MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOUFacUlTé génIe De la cOnSTRUcTIOn
Département génie CiViL

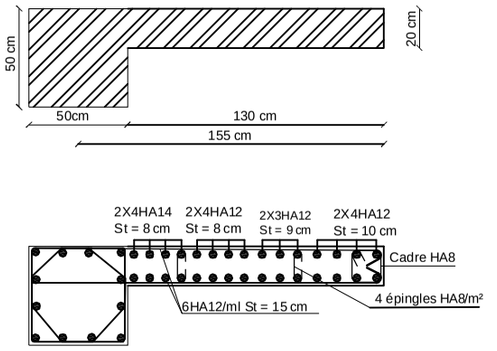
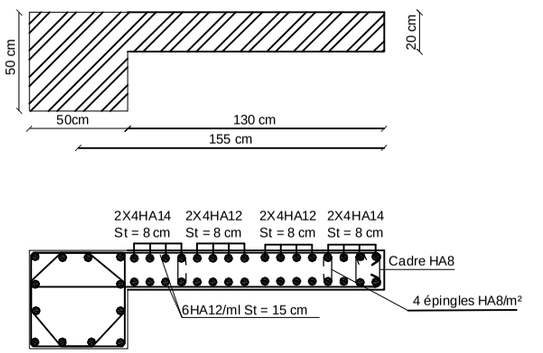
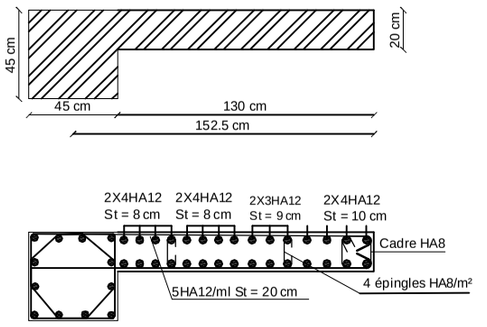
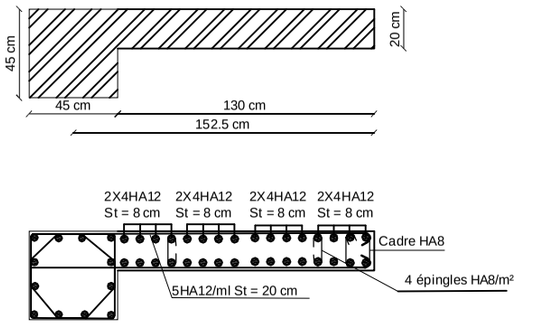
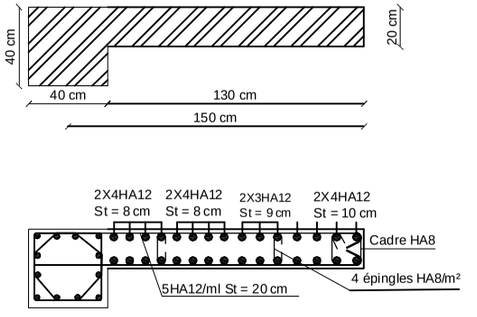
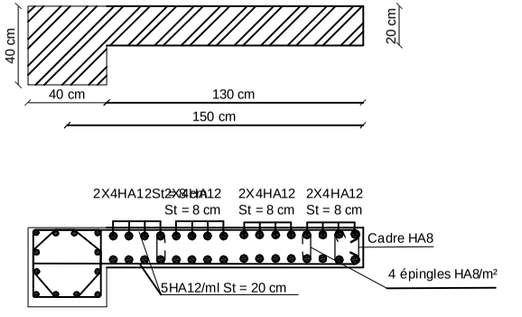
Réalisé par :
M^{elle} :HAMITOUCHE Djamila
M^{elle} :HAOUCHINE Djouher

TITRE
Ferraillage deS VOile LONGITUDINAUX

PROMOTION 2019/2020

Echelle : 1 / 50

Voiles longitudinaux (Vl= 1.30 m)

Zone	Ferraillage calculer	Ferraillage adopter pour des raisons pratiques
ES/ RDC		
1/3		
4/6		

République AlgéRienne démocRAtique et POPULAIREUnIvERsIté MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOUFacUlTé génIe De la cOnSTRUcTIOn
Départ ement génie CiViL

Réalisé par :
M^elle :HAMITOUCHE Djamila
M^elle :HAOUCHINE Djouher

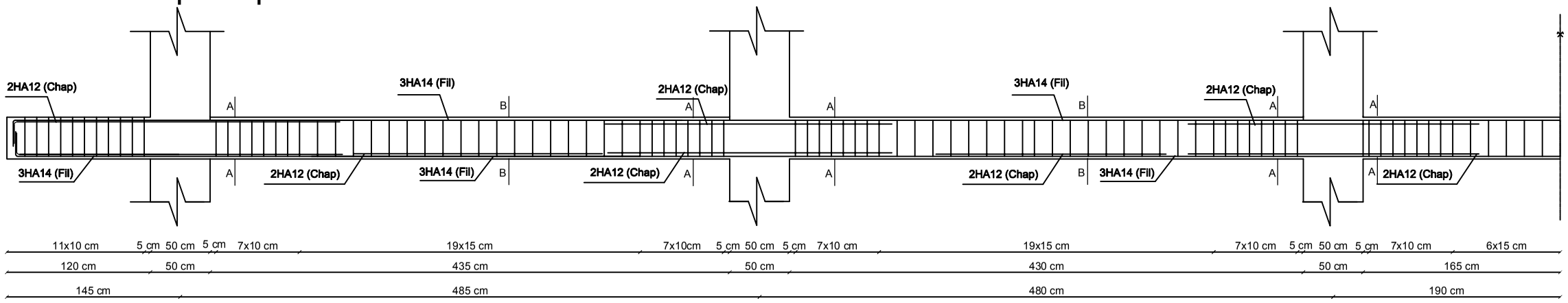
Dirigé par :
M^r: BEN YAHI.K

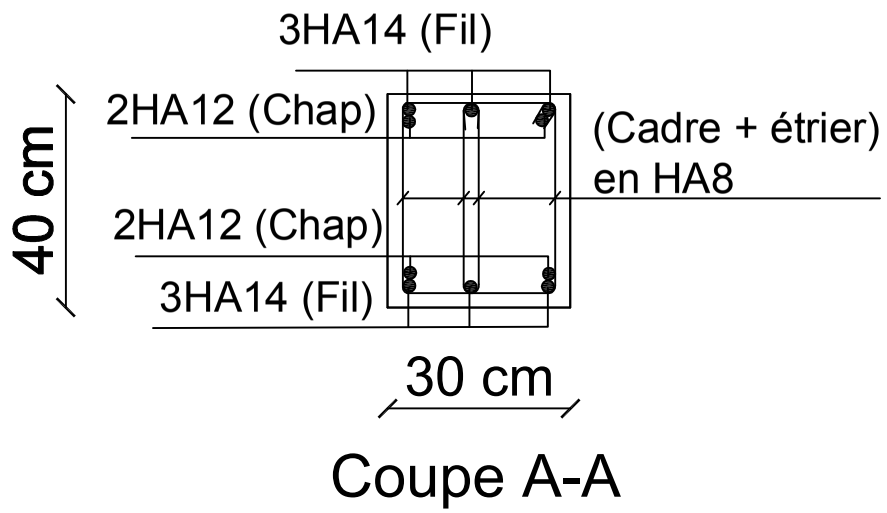
PROMOTION 2019/2020

TITRE
Ferraillage deS VOileS LONGITUDINAUX

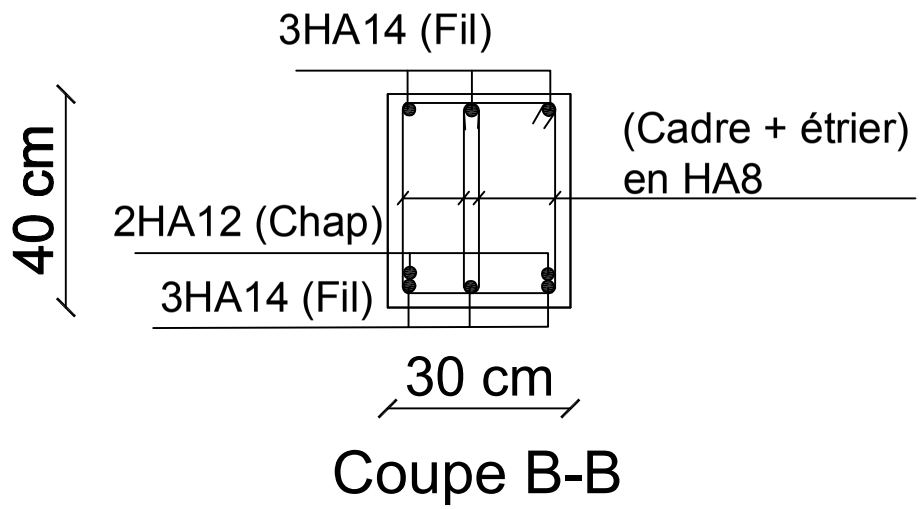
Echelle : 1 / 50

Poutres principales loin des voiles



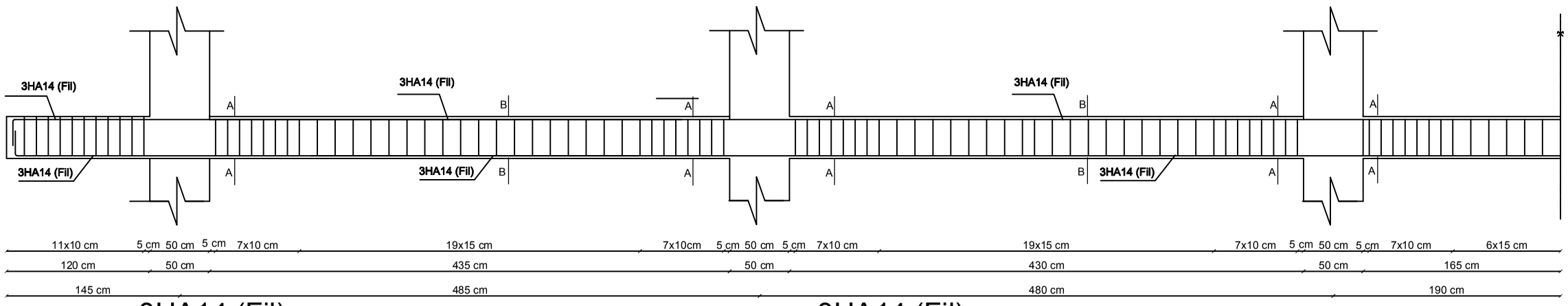


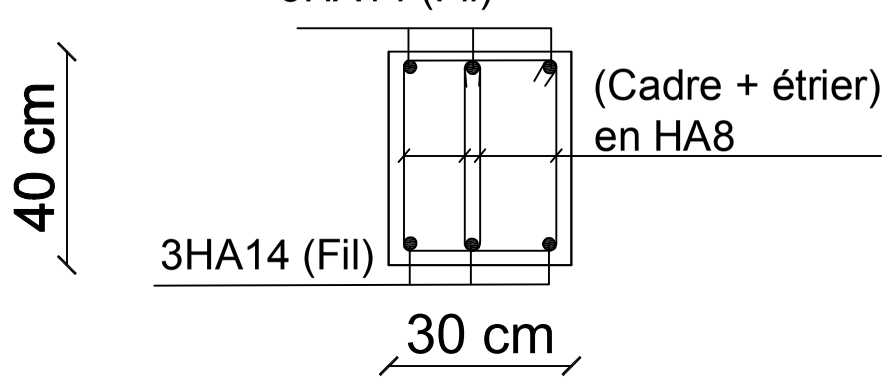
Coupe A-A



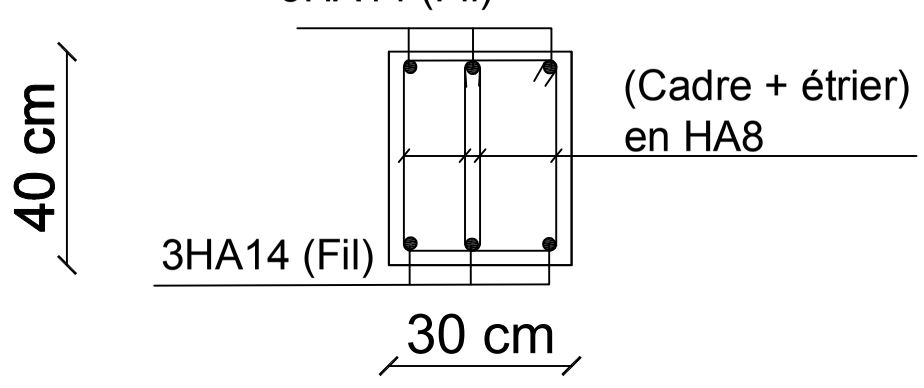
Coupe B-B

Poutres principales voisinage des voiles





Coupe A-A



Coupe B-B

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
M elle :HAMITOUCHE Djamila
M elle :HAOUCHINE Djouher

Dirigé par :
Mr : BEN YAHI.K

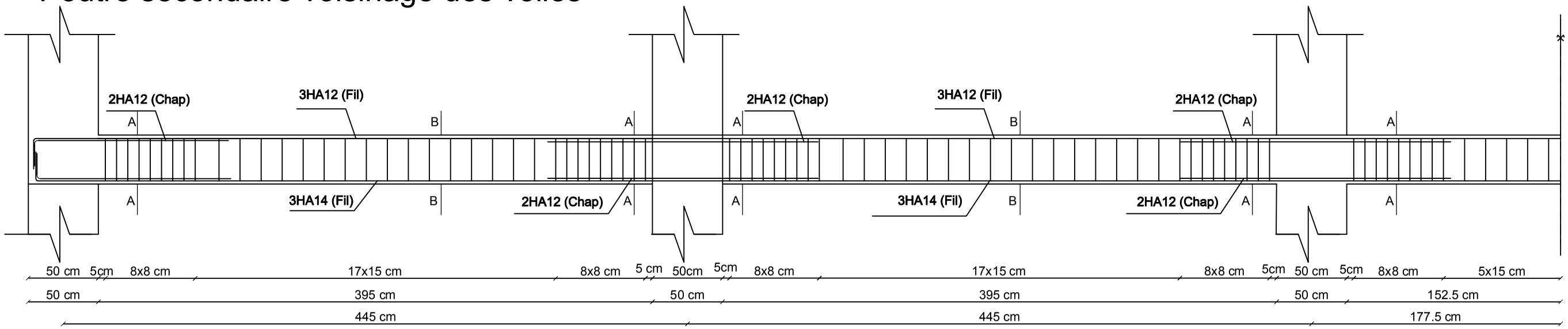
TITRE

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

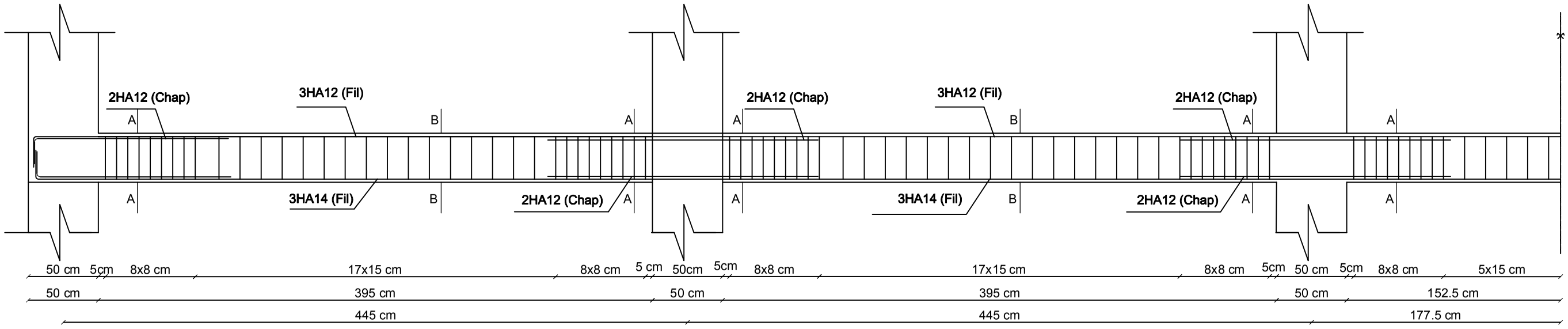
PROMOTION 2019/2020

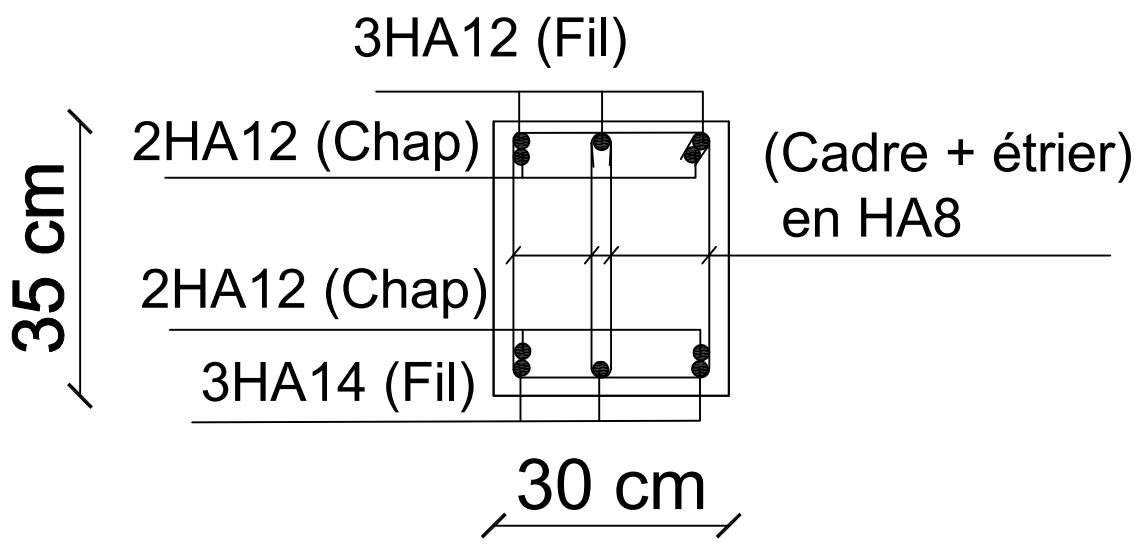
Echelle : 1 / 50

Poutre secondaire voisinage des voiles

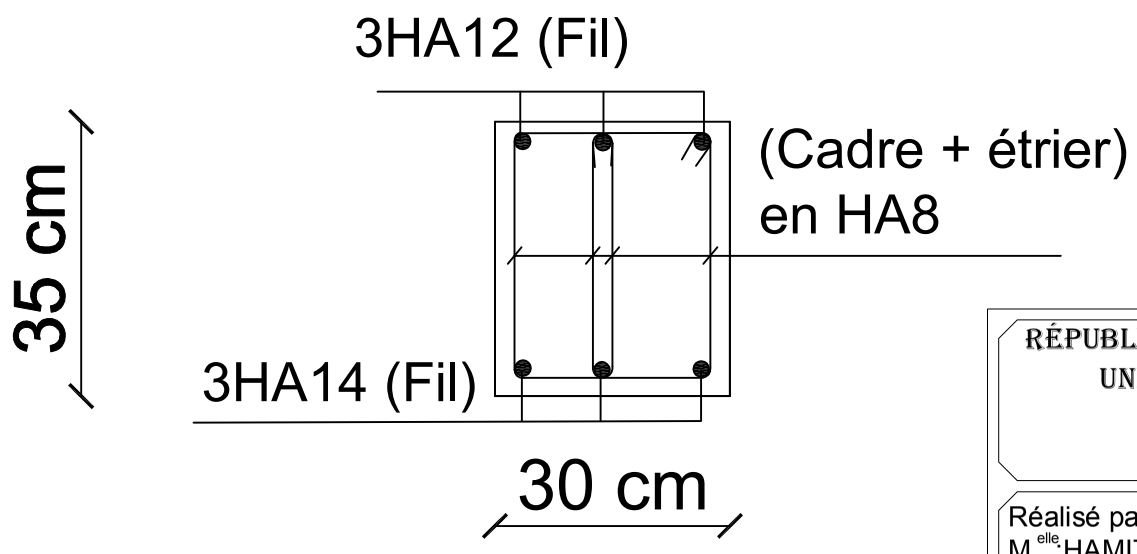


Poutre secondaire loin des voiles





Coupe A-A

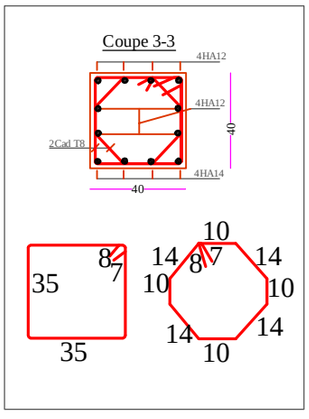


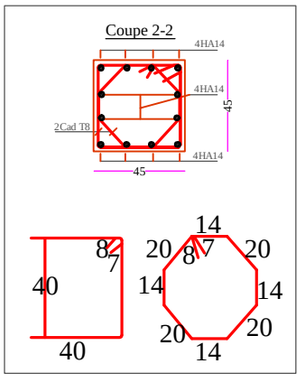
Coupe B-B

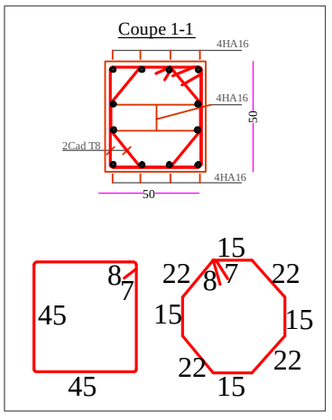
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

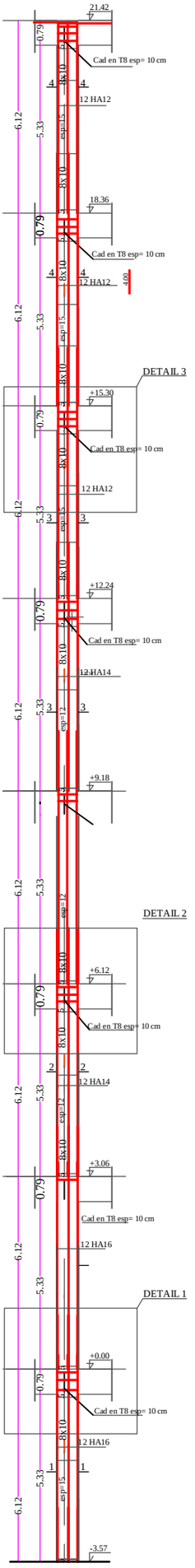
Réalisé par : M elle :HAMITOUCHE Djamila M elle :HAOUCHINE Djouher	TITRE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES
Dirigé par : Mr : BEN YAHI.K	
PROMOTION 2019/2020	Echelle : 1 / 50

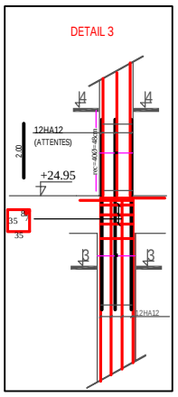
Ferraillage des poteaux

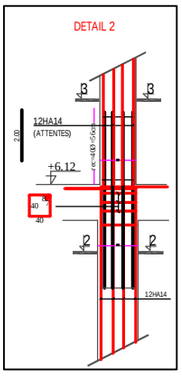


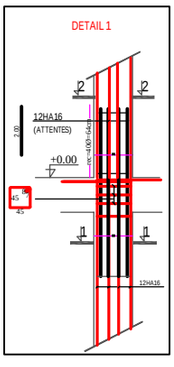






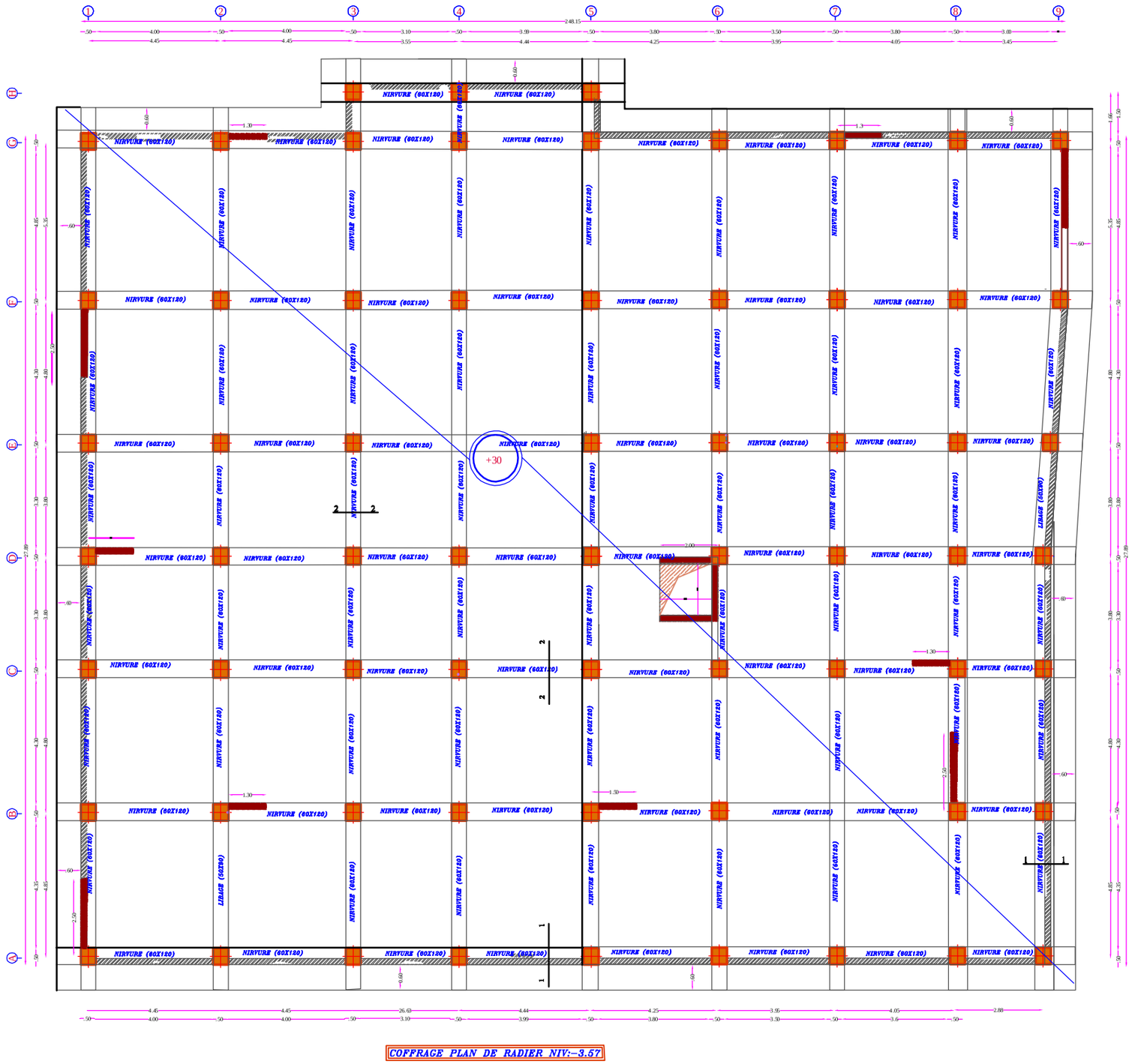




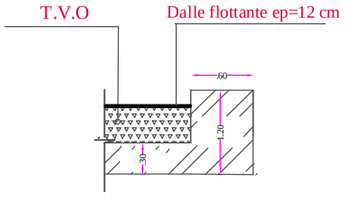


République AlgéRienne démocRAtique et populAiRe Université MOULOUD MAMMeri De tiZi-OUZOU Faculté génie De la cOnStRuctiOn Département génie CiViL	
Réalisé par : Mlle :HAAMITOUCHE Djamila Mr : HAOUCHINE Djouher	TITRE Ferraillage des poteaux
Dirigé par : Mr: BEN YAHLK	
PROMOTION 2019/2020	Echelle : 1/50

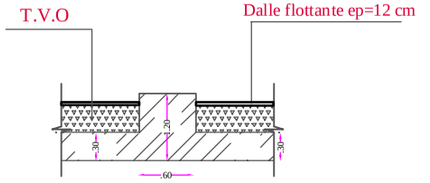
plan de coffrage de radier nIv:-3.57



COUPE 1-1



COUPE 2-2



République AlgéRienne démocRAtique et populAiRe
Université MOULOUD MAMMeri De tiZi-OUZOU
Faculté génie De la cOnStRuctiOn
Département génie CiViL

Réalisé par :
M^elle :HAMITOUCHE Djamila
M^elle :HAOUCHINE Djouher

Dirigé par :
M^r: BENYAHI.K

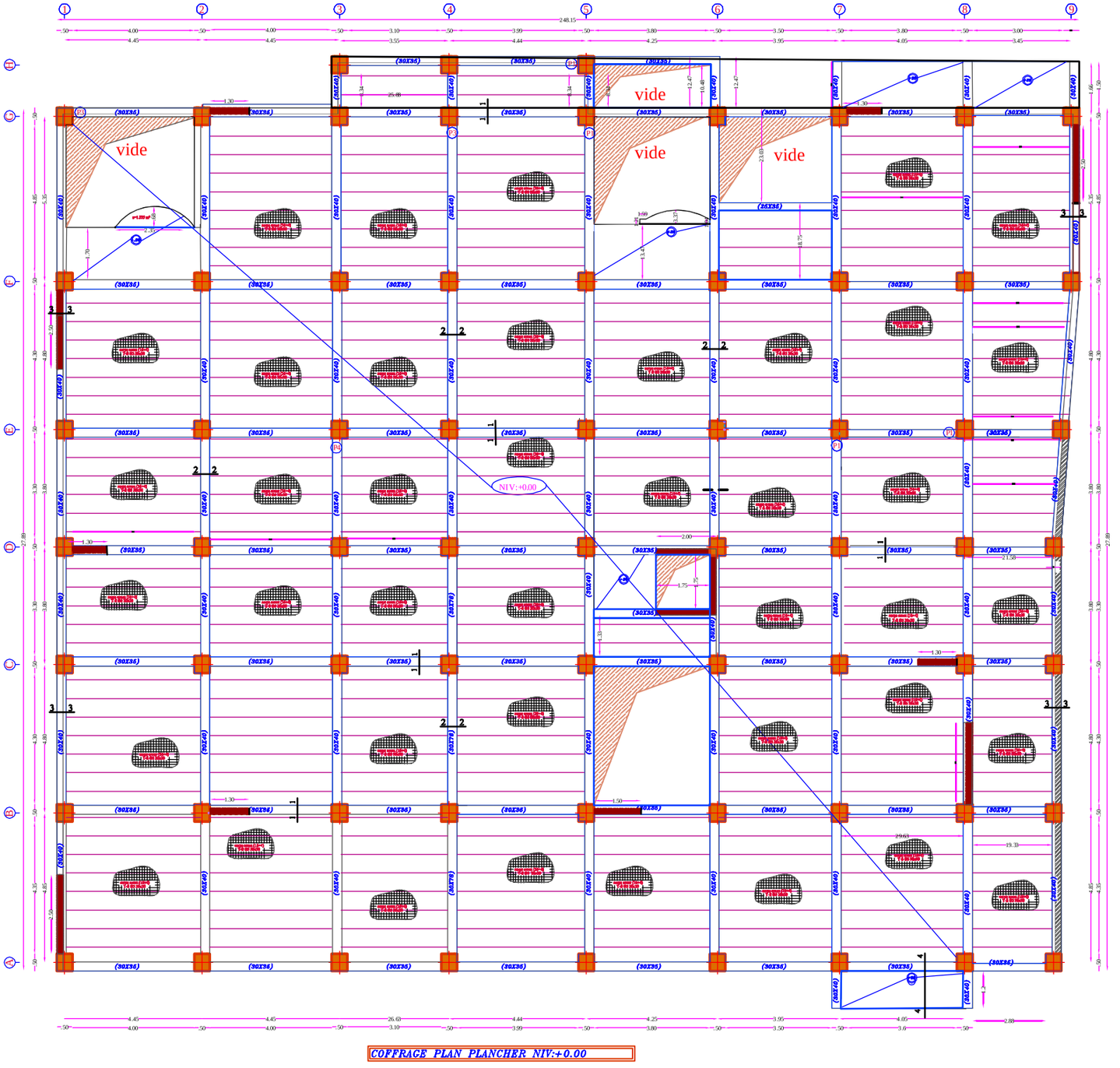
TITRE

COFFRAGE dE RAdiER

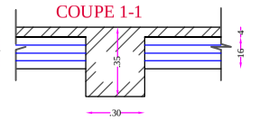
PROMOTION 2019/2020

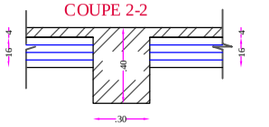
Echelle : 1/50

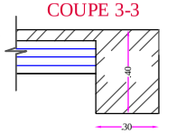
plan de coffrage niv:0.00

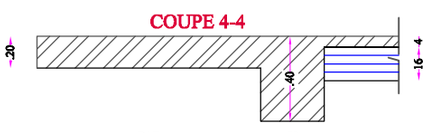


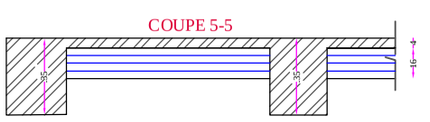
COFFRAGE PLAN PLANCHER NIV:+0.00











République AlgéRienne démocRAtique et populAiRe
Université MOULOUD MAMMeri De tiZi-OUZOU
Faculté génie De la cOnStRuctiOn
Départ ement génie CiViL

Réalisé par :
Mdle :HAMITOUCHE Djamila
Mdle :HAOUCHINE Djouher

Dirigé par :
Mr : BENYAHI.K

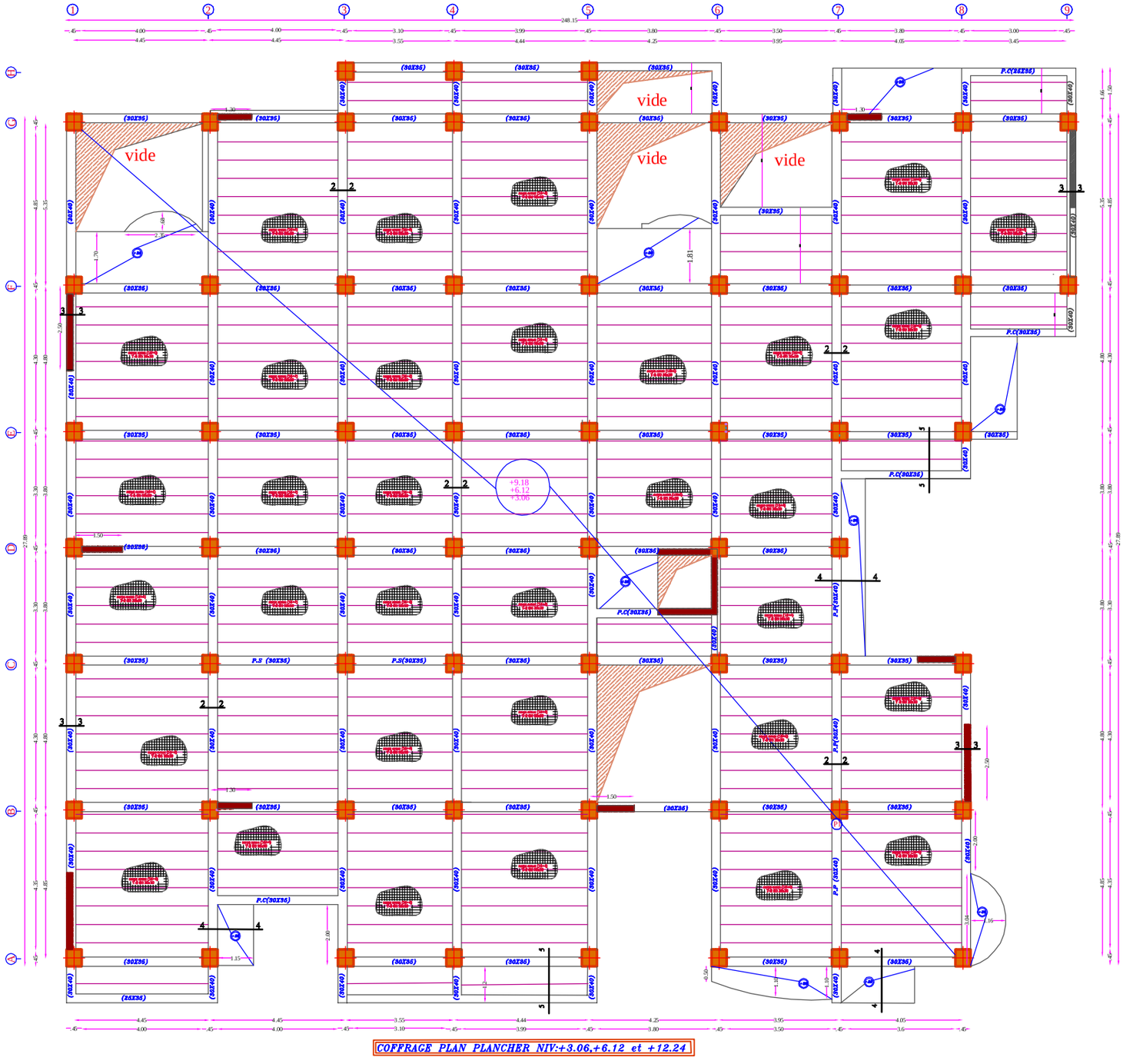
TITRE

COFFRAGE DU PLANCHER

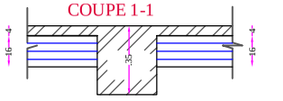
PROMOTION 2019/2020

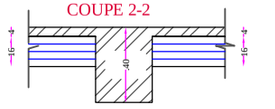
Echelle : 1/50

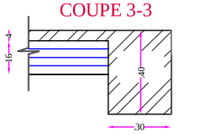
plan de coffrage niv:12.24à21.42

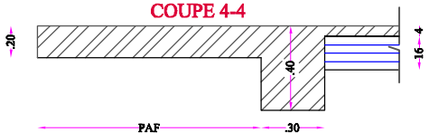


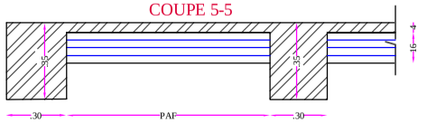
COFFRAGE PLAN PLANCHER NIV:+3.06,+6.12 et +12.24







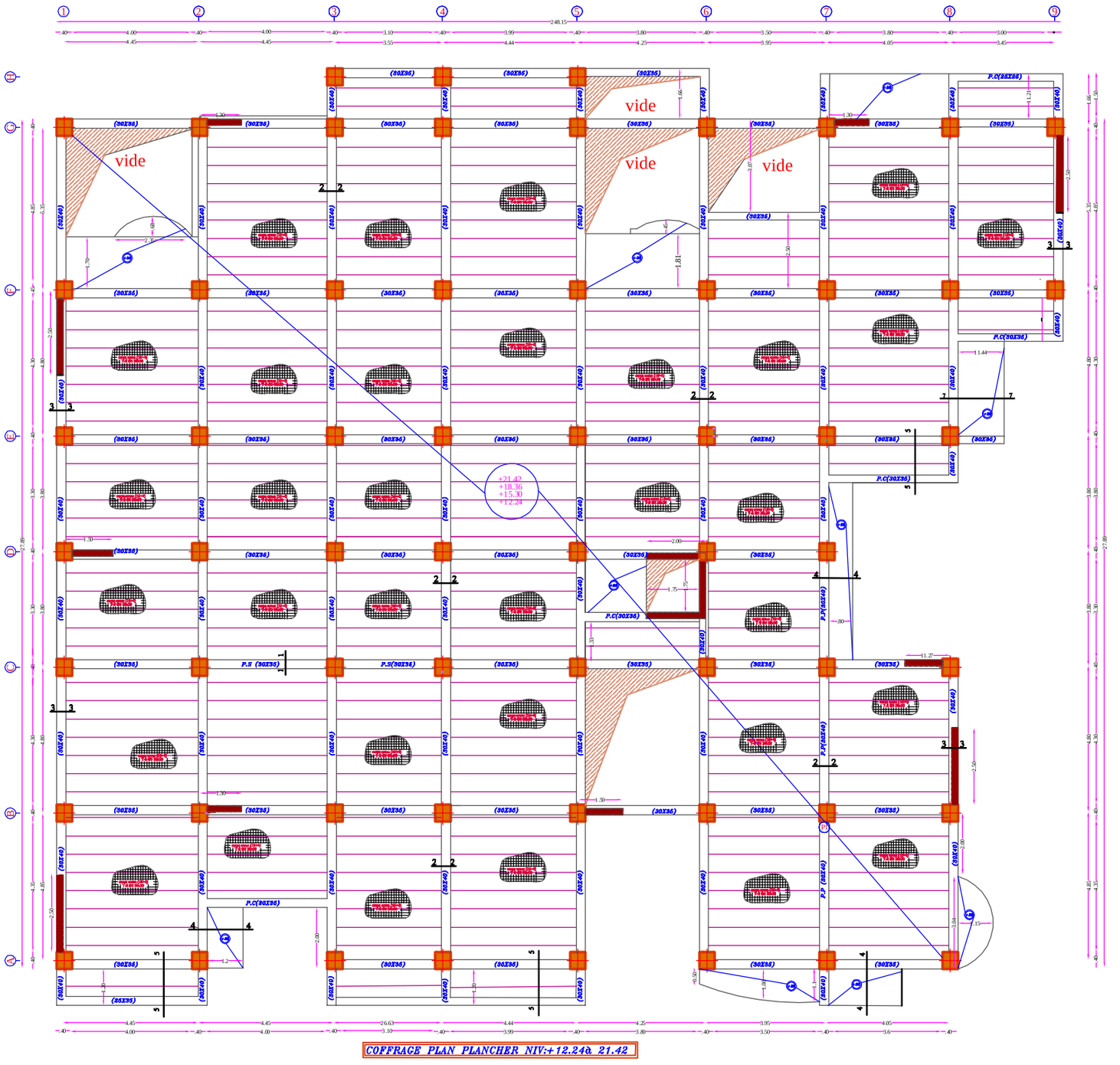


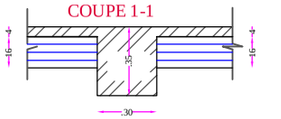


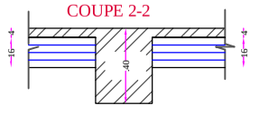
République AlgéRienne démocRAtique et populAiRe
Université MOULOUD MAMMeri De tiZi-OUZOU
Faculté génie De la cOnStRuctiOn
Département génie CiViL

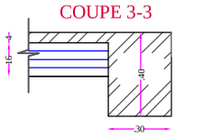
Réalisé par : M^{elle}:HAMITOUCHE Djamila M^{elle} :HAOUCHINE Djouher	TITRE COFFRAGE DU PLANCHER
Dirigé par : M^{r}: BENYAHI.K	
PROMOTION 2019/2020	Echelle : 1/50

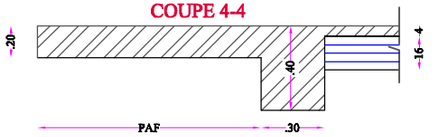
plan de coffrage niv:12.24à21.42

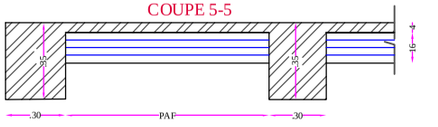












République AlgéRienne démocRAtique et populAiRe
Université MOULOUD MAMMeri De tiZi-OUZOU
Faculté génie De la cOnStRuctiOn
Département génie CiViL

Réalisé par :
Mlle :HAMITOUCHE Djamila
Mlle :HAOUCHINE Djouher

Dirigé par :
Mr: BENYAHI.K

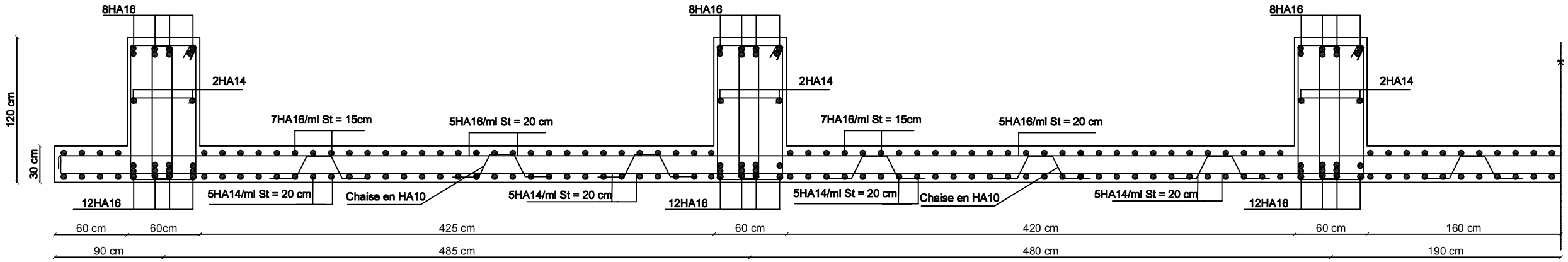
TITRE

COFFRAGE DU PLANCHER

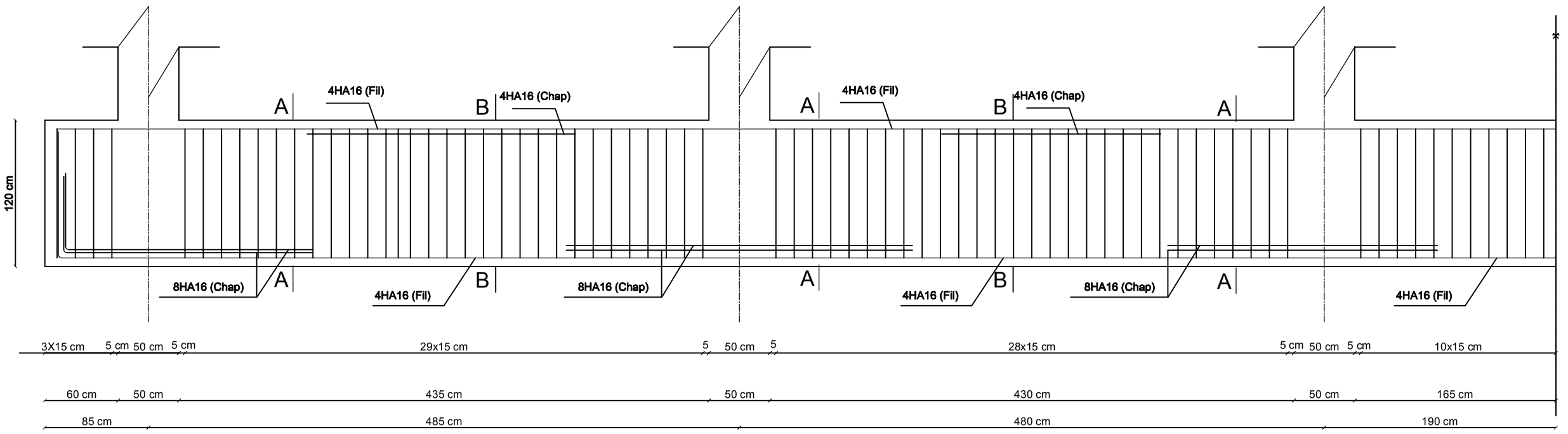
PROMOTION 2019/2020

Echelle : 1/50

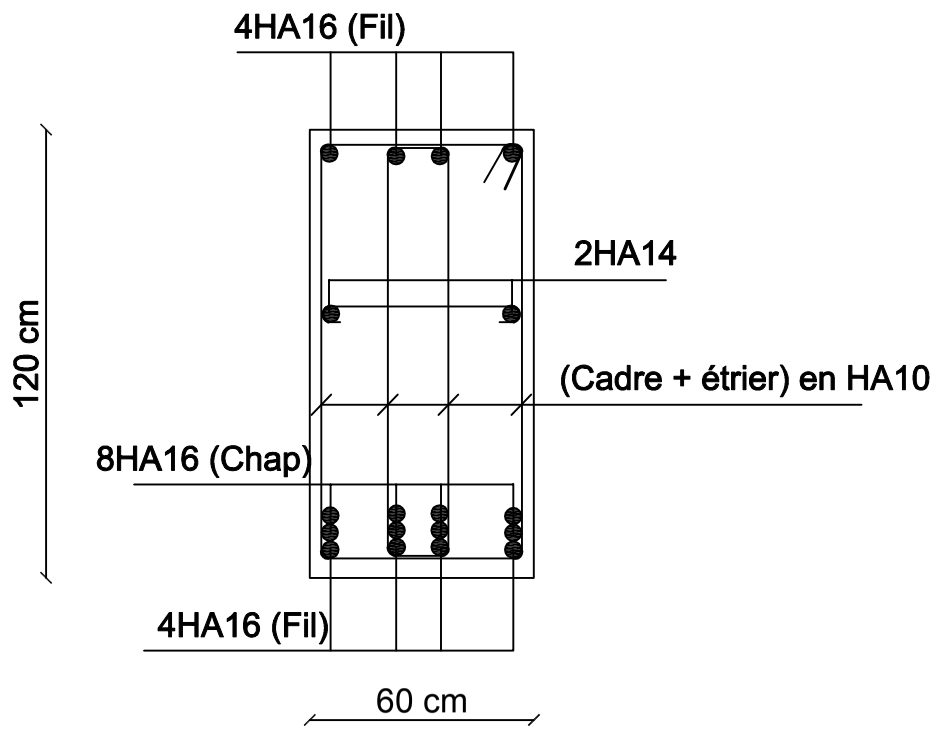
Sens des grandes portées



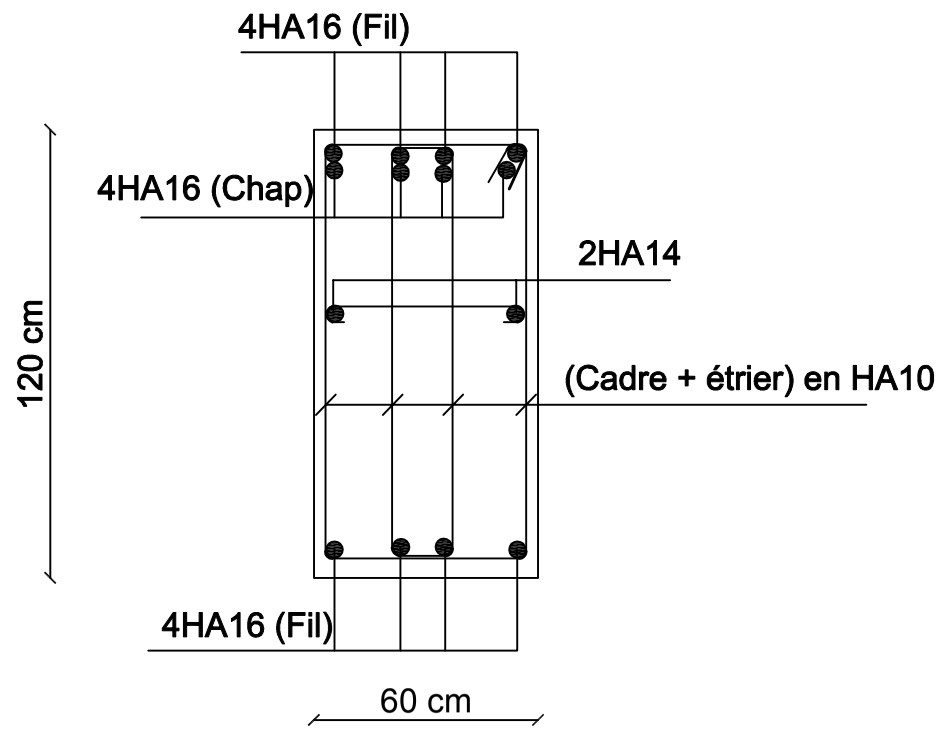
Ferraillage de la dalle du radier



Ferraillage de la nervure



Coupe A-A

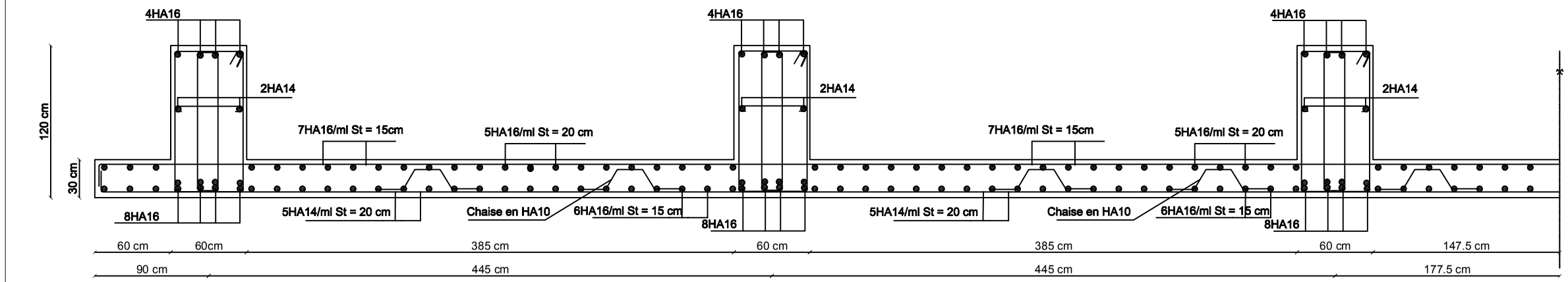


Coupe B-B

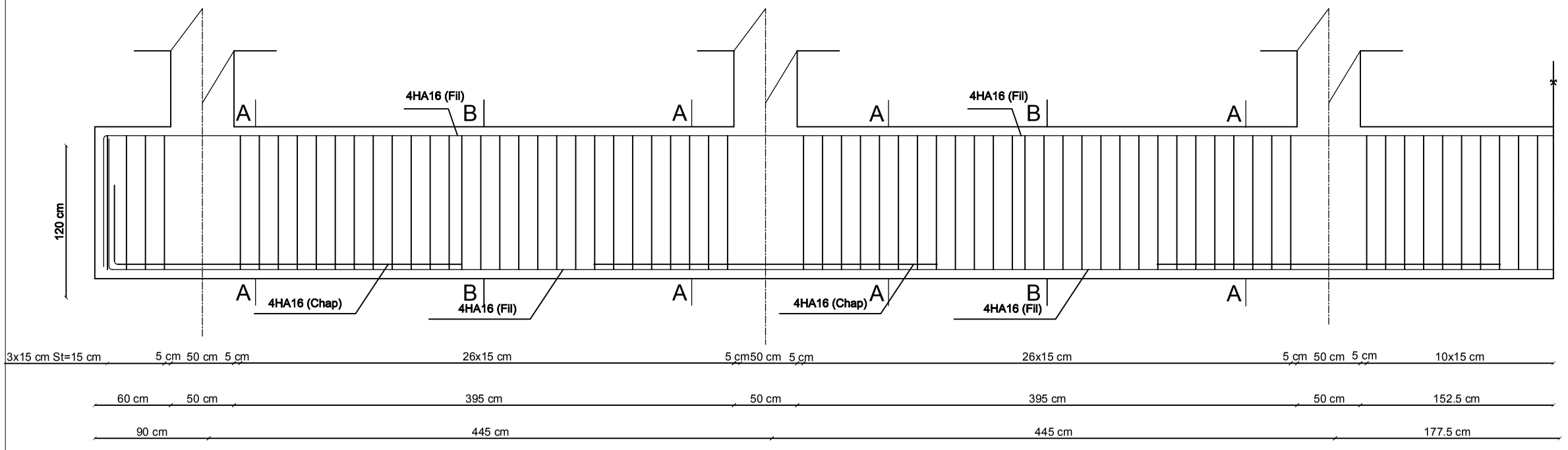
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M elle :HAMITOUCHE Djamila M elle :HAOUCHINE Djouher	TITRE FERRAILLAGE DU RADIER ET DES NERVURES
Dirigé par : Mr : BEN YAHI.K	
PROMOTION 2019/2020	Echelle : 1 / 50

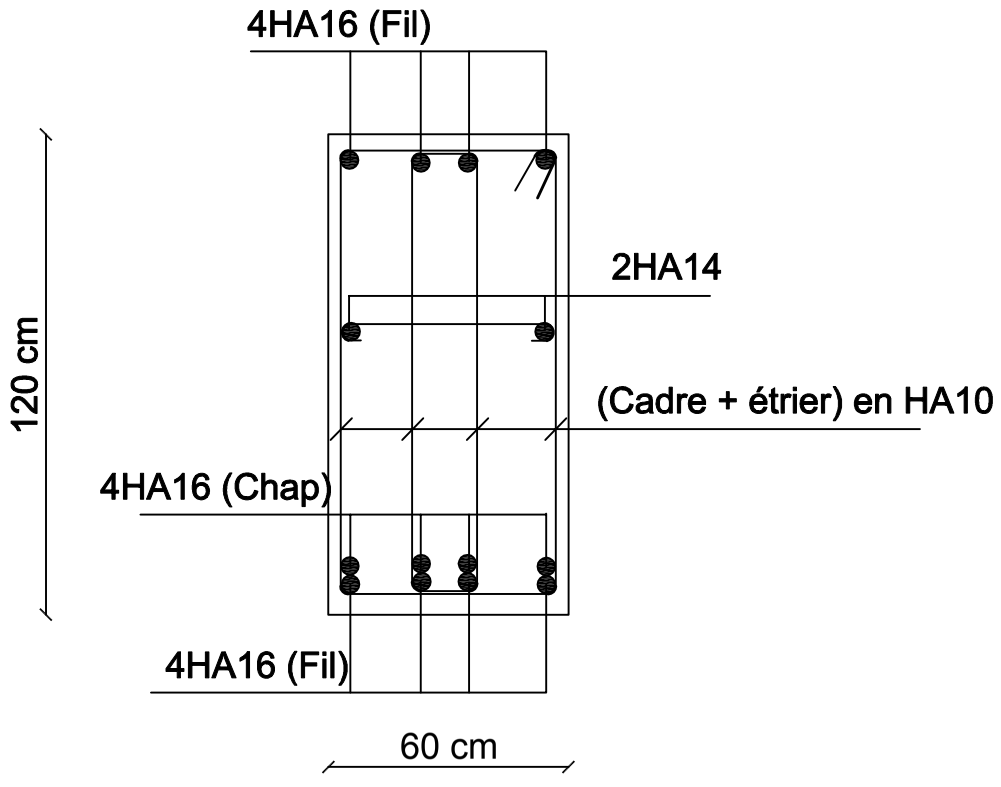
Sens des petites portées



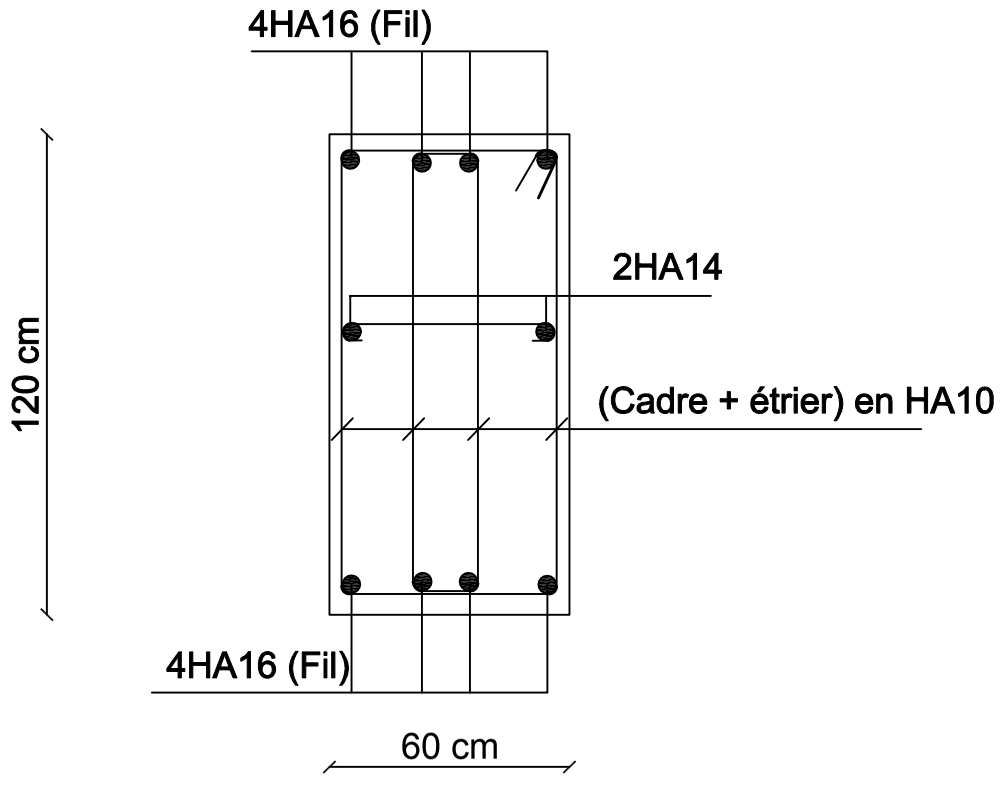
Ferraillage de la dalle du radier



Ferraillage de la nervure



Coupe A-A



Coupe B-B

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M elle :HAMITOUCHE Djamila M elle :HAOUCHINE Djouher	TITRE FERRAILLAGE DU RADIER ET DES NERVURES
Dirigé par : Mr : BEN YAHI.K	
PROMOTION 2019/2020	Echelle : 1 / 50

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES



Règlements

- 🕮 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- 🕮 Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93
- 🕮 Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL99
- 🕮 Document technique règlementaire DTR B.C.2.2

Livres

- 🕮 Calcul des ouvrages en béton armé - M. BELAZOUGUI
- 🕮 Construire parasismique - Milan ZACEK
- 🕮 Conception et calcul des structures de bâtiment - Henry THONIER
- 🕮 Aide mémoire R.D.M. - Edition « Dunod »