

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI, TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue de l'Obtention du Diplôme de mastère en Génie Civil
Option Construction Civile Et Industrielle

Thème

Etude d'une structure d'un bâtiment (R+12+S-SOL) à usage multiple en B.A avec un contreventement mixte



Dirigé par :
Mr MERAKEB

Réalisé par :
DJEMLI Chahrazed
ADOUL Djedjiga

Promotion 2019-2020

Remerciements

Toute notre reconnaissance et remerciement à Allah, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier dignement notre promoteur M^r: merakeb pour son aide et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation ainsi que tout le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Notre profonde gratitude et nos plus vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Nous ne pourrions terminer ces remerciements sans y associer nos deux familles qui n'ont cessé de témoigner leur amour à travers leurs soutiens moral.

Dédicace

Je dédis ce travail à :

A la mémoire de mon père qui m'a toujours orienté dans le bon chemin et si je suis là c'est grâce à lui.

J'espère en ce jour tu es fière de moi comme moi j'étais toujours fière d'être ta fille. Que dieu t'accueille dans son vaste paradis.

Ma source d'énergie, mes deux mères qui m'ont appris la persévérance et la patience, mon frère LYES, à mes soeurs THILELI et FATIMA et mon beau frère MOULA ; qui me poussent toujours à aller vers l'avant, sans oublier mon mari NADJIB qui a été toujours là pour moi et toute sa famille.

A mon binôme DJEDJIGA avec qui j'ai partagé d'agréables moments, je te remercie beaucoup et je te souhaite que du bonheur.

En fin, à tous mes amis(es) et toute la promotion 2019/2020

chahrazed

Dédicace

Je dédis ce travail à :

A mon père qui m'a toujours orienté dans le bon chemin et si je suis là c'est grâce à lui.

J'espère en ce jour tu es fière de moi comme moi j'étais toujours fière d'être ta fille.

Ma source d'énergie, ma mère qui m'a appris la persévérance et la patience, mes frères SAID et SAMIR, à mes soeurs BESMA et LINDA ; qui me poussent toujours à aller vers l'avant, sans oublier mon mari SAMIR qui a été toujours là pour moi et toute sa famille.

A mon binôme CHAHRAZED avec qui j'ai partagé d'agréables moments, je te remercie beaucoup et je te souhaite que du bonheur.

En fin, à tous mes amis(es) et toute la promotion 2019/2020

djedjiga

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1. Acrotère

2. Plancher

3. Balcon

4. Escaliers

5. Poutre palière.....

6. Salle machine

Chapitre IV : Modélisation et vérification de la structure

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.....

1. Les poutres.....

2. Les poteaux

3. Les voiles

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Chapitre VII : Mur de mure plaque

Conclusion générale

Liste des tableaux

- **Tab. II.1: Charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.**
- **Tab. II.2: Charges permanentes du plancher d'étage en corps creux**
- **Tab. II.3 : Charges permanentes sur le mur extérieur.**
- **Tab. II.4 : Charges permanentes sur le mur de séparation**
- **Tab. II.5: Charges permanentes de la dalle pleine porte à faux**
- **Tab. II.6: Surcharge d'exploitation Q des éléments**
- **Tab. II.7: Coefficient de dégression de surcharges**
- **Tab. II.8: Tableau récapitulatif de la descente de charge**
- **Tab.III.5.1 : chargement de la volée**
- **Tab .III.5.2 : chargement du palier**
- **Tab .IV.1 : Facteur de pénalités P_q**
- **Tab. IV.2 : valeur de T_1 et T_2 .**
- **Tab. IV.3: Valeurs du coefficient**
- **Tab. IV.4 : Période analytique donnée par Robot.**
- **Tab. IV.5 : Pourcentage de la masse participante donnée par Robot.**
- **Tab. IV.6 : effort tranchant à la base donnée par Robot**
- **Tab. IV.7 : la masse totale de la structure donnée par robot (W)**
- **Tab. IV.8 : les réactions à la base**
- **Tab. IV.9: Vérification de la résultante des forces sismiques**
- **Tab. IV.10: déplacement inter étage**
- **Tab. IV.11 : l'excentricité (centre de gravité, centre de rigidité)**
- **Tab. IV.12 : vérification l'effet P- Δ dans les deux sens X-X et Y-Y**
- **Tab. IV.13: vérifications effort normale réduit.**
- **Tab. IV.14 : Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau Sous-sol et RDC.**
- **Tab. IV.15: Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau 2^{ème} et 4^{ème}**
- **Tab .IV.16 : Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau 5^{ème} et 7^{ème}**
- **Tab. IV.17 : Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau 8^{ème} et 10^{ème}**
- **Tab. IV.18: Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau 11^{ème} et 12^{ème}**
- **Tab. V.1.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.**
- **Tab. V.1.2: Vérification aux cisaillements.**
- **Tab. V.1.3: Vérification du ferrailage des poutres secondaires non adhérees aux voiles à l'ELS**
- **Tab. V.1.4: Vérification du ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles à l'ELS**
- **Tab. V.1.5: Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérees aux voiles à l'ELS**
- **Tab. V.1.6: Vérification du ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles à l'ELS**
- **Tab. V.2.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle**
- **Tab. V.2.2 : Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux.**
- **Tab. V.2.3 : Ferrailage des poteaux**
- **Tab. V.2.4 : Détermination des armatures transversales**

Liste des tableaux

- **Tab .2.5 : Délimitation des zones nodales**
- **Tab. V.2.6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux**
- **Tab. V.2.7 : Vérification de la condition de non fragilité**
- **Tab. V.2.8 : Ferrailage finale des poteaux**
- **Tab. V.3.1 : Diagrammes des contraintes pour chaque section.**
- **Tab. V.3.2 : Les armatures verticales pour chaque section.**
- **Tab. V.3.3 : Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles longitudinales**
- **Tab. V.3.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles longitudinales.**
- **Tab. VI.1 : contrainte admissible du sol**
- **Tab. VI.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale)**
- **Tab. VI.3 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :**
- **Tab.VI.4 : Détermination de la résultante des charges**
- **Tab.VI.4 : Vérification de la stabilité et contrainte dans le sol**
- **Tab. VI.5 : Vérification des contraintes a l'ELS.**
- **Tab. VII.1 : ferrailage du mur plaque**
- **Tab. VII.2 : vérification des contraintes à ELS**

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I-1 : diagramme du béton à l'ELU- calcul contrainte

Figure I-2 : diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

Figure I-3 : diagramme contrainte- déformation de l'acier

Figure II-1: La surface de plancher revenant au (E5)

Figure II-2 : coupes des voiles en plans

Figure III-1 : coupe verticale de l'acrotère

Figure III-2 : Diagramme des efforts internes

Figure III-3 : schéma de calcul de l'acrotère

Figure III-4 : plan de ferrailage de l'acrotère

Figure III-2-1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux

Figure III-2-2 : Schéma statique de treillis soudé

Figure III-2-3 : Schéma statique de la poutrelle

Figure III-2-4 : Diagramme des moments (la méthode forfaitaire)

Figure III-2-5 : diagramme des moments de la poutrelle à 7 travées

Figure III-2-6 : Diagramme des moments de la poutrelle à 2 travées

Figure III-2-7 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

Figure III-2-8 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

Figure III-2-9 : diagramme des efforts tranchant à l'ELU (KN)

Figure III-2-10 : diagramme des moments fléchissant à L'ELS (KN.m)

Figure III-2-11 : diagramme des efforts tranchant (KN) à L'ELS

Figure III-2-12 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN)

Figure III-2-13 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN)

Figure III-2-14 : diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

Figure III-2-15 : Longueur de scellement

Figure III-2-16 : Coupe schématique de la section en té (T)

Figure III-2-17 : Ferrailage de la poutrelle (plancher RDC)

Figure III-2-18 : schéma de ferrailage du plancher

Figure III-3-1 : schéma de ferrailage du porte-à-faux

Figure III-4-1 : schéma statique de la salle machine

Figure III-4-2 : plan de ferrailage de la dalle pleine (salle machine)

Figure III-5-1 : Schéma statique d'escalier

Liste des figures

- Figure III-5-2 : Schéma statique d'un escalier de type '1'**
- Figure III-5-3 : schéma statique des escaliers à l'ELU.**
- Figure III-5-4 : Schéma statique des escaliers à l'ELS.**
- Figure III-5-5 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier à l'ELS**
- Figure III-5-6 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier à l'ELS**
- Figure III-5-7 : Schéma de ferrailage pour la Paillasse 1 et 3**
- Figure III-5-8 : Schéma de ferrailage pour la Paillasse 2**
- Figure-IV-1 : page d'accueil du logiciel ROBOT**
- Figure-IV-2 : choix de la structure à étudier.**
- Figure- IV-3 : Préférence de l'affaire.**
- Figure- IV-4 : Ligne de construction.**
- Figure- IV-5 : Choix des profilés des barres.**
- Figure- IV-6 : Modélisation des poteaux et des poutres.**
- Figure- IV-7 : Boite de dialogue « Affichage des attributs »**
- Figure- IV-8 : Epaisseur des voiles.**
- Figure- IV-9 : définition des voiles**
- Figure- IV-10 : Définition des appuis.**
- Figure- IV-11 : liaisons rigides.**
- Figure- IV-12 : Définition des charges.**
- Figure-IV-13 : Application des charges surfaciques.**
- Figure-IV-14 : Application des charges surfaciques linéaire sur bords**
- Figure-IV-15 : Application des charges uniformes**
- Figure-IV-16 : tableaux chargement**
- Figure-IV-17 : Définition des charges dynamiques.**
- Figure-IV-18 : Définition des paramètres RPA.**
- Figure-IV-19 : Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitations**
- Figure-IV-20 : définir les combinaisons d'actions.**
- Figure-IV-21 : tableau combinaison**
- Figure-IV-22: Vérification de la structure.**
- Figure-IV-23: Spectre de réponse de calcul (RPA. Art4.3.3.)**
- Figure-IV-24 : Vue finale de la structure en 3D.**
- Figure-IV-25 : Vue en portique selon X et Y.**
- Figure-IV-26 : Translation selon le sens x-x.**

Liste des figures

Figure-IV-27 : Translation selon le sens y-y.

Figure-IV-28 : Rotation selon le sens z-z.

Figure -V-1-1 : section en béton armée

Figure-V-3-1 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Figure -VI-3 : diagramme des contraintes sous le radier.

Figure-VI-5 :Moments isostatiques après prise en compte du semi encastrement

Figure-VI-6 : Schéma statique du débord

Figure- VI-7 : Présentation des chargements simplifiés.

Figure- VI-8: Répartition des charges

Figure- VI -9 : Charges revenant à la nervure longitudinale à l'ELU.

Figure- VI-10 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

Figure- VI-11 : diagramme des efforts tranchants a l'ELU

Figure- VI-12 : Charges revenant à la nervure longitudinale à l'ELS

Figure- VI-13 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS

Figure- VI-14 : Charges revenant à la nervure transversale a l'ELU

Figure- VI-15 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

Figure- VI-16 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

Figure- VI-17 : Charges revenant à la nervure transversale à L'ELS

Figure- VI-18 : Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

Figure- VII -1 : schéma du mur plaque

Figure-VII-2 : diagrammes des contraintes à ELU

Figure- VII-3 diagrammes des contraintes à ELS

Introduction :

Construire a toujours été un des premiers succès de l'homme et l'une de ces occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Ses dernières années, La construction des bâtiments industriels et de nos logements n'est pas un jeu ou une mode. Construire un bâtiment industriel n'est pas un exercice à prendre à la légère. Il faut prendre en compte plusieurs paramètres de grande importance et le respect des règles dont nous avons fait cas plus haut dans notre analyse.

L'ingénieur en génie civil en tant que concerné par la sécurité publique et la préservation du potentiel économique doit tenir compte lors de l'étude de l'usage du bâtiment, des conditions économiques et de la résistance de l'ouvrage. Il va définir des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de limiter les déformations de celle-ci. Et, qui permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment **RDC + 12 étages + un sous-sol** à usage multiple, dont la forme en plan est irrégulière.

Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

- Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderont au pré-dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillements des différents éléments secondaires (acrotère, escalier...etc.).
- La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, nous effectueront d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul ROBOT qui nous permettra d'avoir les résultats suivants:
 - ✓ Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
 - ✓ Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.
- Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations.

I. Présentation de l'ouvrage

Introduction

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un sous-sol, un RDC +12 étages à usage multiple.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I.1 Pré dimensionnement de l'ouvrage

Le présent projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage multiple constitué d' :

- Un sous-sol (service) ;
- Un RDC commercial ;
- 12 étages qui comportent 4 appartements d'habitation (F3 et F4).

I.2 Implantation de l'ouvrage

Le bâtiment sera implanté à DBK (Draa ben khedda) wilaya de TIZI OUZOU classé selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone II-a).

I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- Longueur totale : $L=25.60\text{m}$
- Largeur totale : $l=17.20\text{m}$
- Hauteur totale : $H=40.80\text{m}$
- Hauteur du sous-sol : $h=4.08\text{m}$

- Hauteur du RDC : $h=4.08\text{m}$
- Hauteur d'étage courant : $h=3.06\text{m}$

I.4 Conception de l'ouvrage

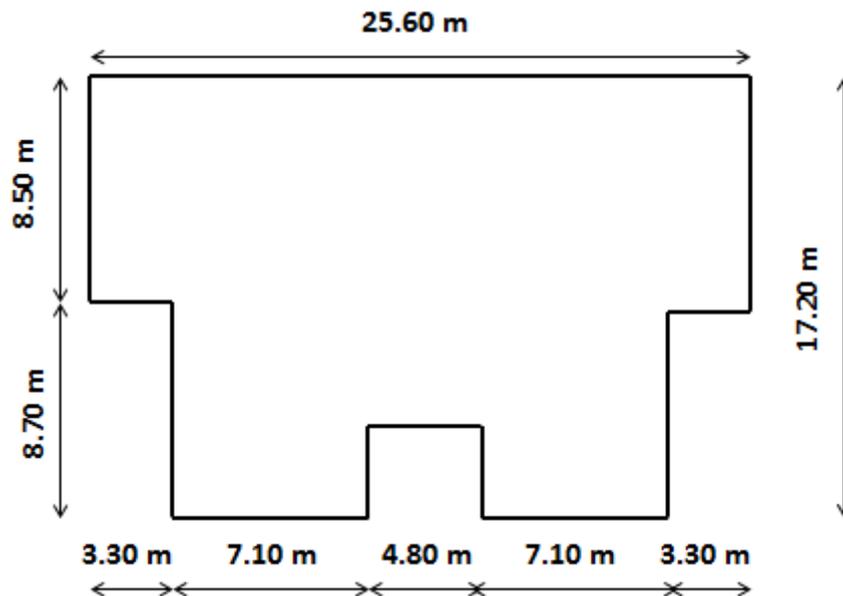


Figure I.1.1 : dimensions en plan.

I.4.1 Le choix de contreventement

Le contreventement est un système statique qui sert à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage relativement aux phénomènes d'instabilité.

La structure de notre projet a un système de contreventement mixte assuré par des voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales, et des portiques (poteaux + poutres) qui reprennent essentiellement les charges et les surcharges.

I.4.2 Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, ils assurent principalement deux fonctions :

CHAPITRE I

présentation de l'ouvrage

- Fonction de résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.

- Fonction d'isolation : les planchers isole thermiquement et acoustiquement les étages.
Dans notre cas nous avons deux types de plancher :

I.4.2.1 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place généralement espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

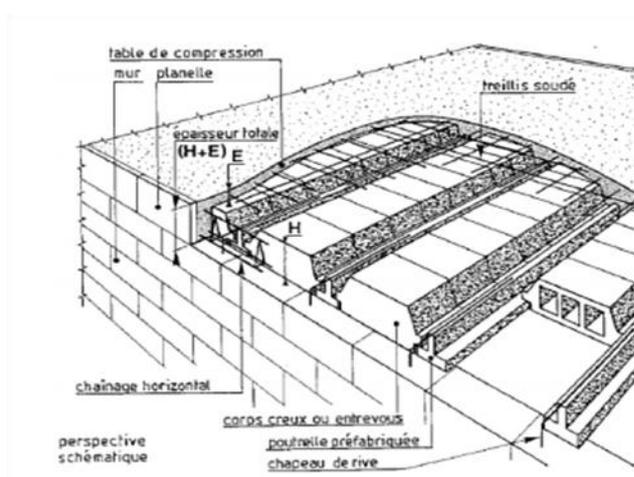


Figure I.5.2.1. Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.

I.4.2.2 Plancher à dalle pleine :

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.4.3 Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettent d'accéder aux différents niveaux comme il existe plusieurs types d'escaliers (ex : droit, balancé, circulaireetc.), il est réalisé en béton armé et coulé sur place.

I.4.4 L'ascenseur

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant un déplacement facile entre les différents étages sur un axe prédéfini au sein d'une construction.

Vue la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est obligatoire.

I.4.5 La terrasse

Notre bâtiment est muni d'une terrasse inaccessible.

I.4.6 La maçonnerie

En Algérie, la maçonnerie la plus utilisée est en briques creuses. Pour notre ouvrage, on distingue deux types de cloison.

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en double parois (10 cm et 15 cm) et séparé avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur (15+5+10).

- Les murs intérieurs : ils sont réalisés en une seule paroi de 10 cm d'épaisseur comme cloison de séparation.

I.4.7 Les acrotères

L'acrotère est un relief constitué d'un muret situé en bordure de la toiture généralement en béton, sa hauteur est de 15 cm minimum, il permet de poser des passages pour l'évacuation de l'eau pluviale.

Pour notre bâtiment, la terrasse étant inaccessible le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.8 Le revêtement

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

I.4.9 Système de coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage tunnel qui permettra de couler les planchers et les voiles simultanément. On appelle coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarisé, formant ainsi une coquille. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelles.

I.5 Hypothèses de calcul

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements BAEL 91 (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

I.5.1 Etat limite ultime (ELU)

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

➤ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

I.5.2 Etat limite de service (ELS)

Constituent les frontières au delà des conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soit :

- Ouvertures des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$).
- $n=15$: coefficient d'équivalence.

I.6 Caractéristiques des matériaux

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE.

I.6.1 Le béton

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, de dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91 et le RPA 99 version 2003 applicable en ALGERIE.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est reprendre les efforts de compression.

I.6.1.1 Le matériau composant le béton

a)-Ciment : Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaires et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b)-granulats : les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

b-1)- sables : les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5 mm. Un sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

b-2)- graviers : elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures matériaux concassés

I.6.1.2 La résistance caractéristique du béton à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essai sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est destinée à 25 MPa ($f_{c28}=25\text{MPa}$).

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = j/(1,40 + 0,95j) f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

I.6.1.3 La résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 1% de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, article A.2.1, 21})$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

I.6.1.4 Module de déformation longitudinale

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- ✓ **Module de déformation instantanée** : La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91, article A.2.1 ,21})$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$,

On a $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$

- ✓ **Module de déformation différée** : Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91, article A.2.1 ,22})$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$, on a $E_{ij} = 1081.9 \text{ MPa}$

I.6.1.5 Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté par « G » est donné par la formule suivante :

$$G = E / (2(1+\nu))$$

E : module de YOUNG.

ν : coefficient de poisson.

- Coefficient de poisson : c'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale, il est pris :
 - ❖ $\nu=0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
 - ❖ $\nu=0.2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

I.6.1.6 Modèles de calcul

A l'ELU

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme qui est utilisé est un diagramme de calcul dit parabole rectangle, il est représenté sur la figure suivante :

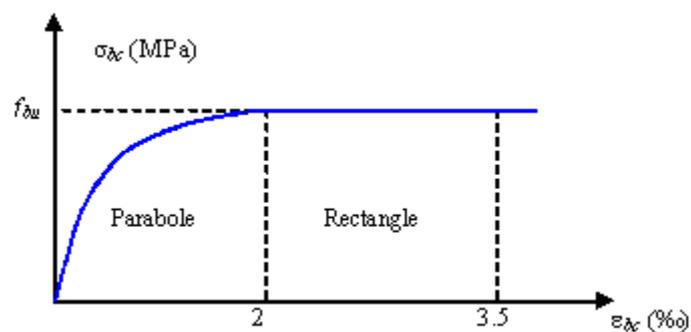


Figure I-1 : diagramme du béton à l'ELU- calcul contrainte.

Avec cette figure :

$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$: compression avec flexion.

Avec ϵ_{bc} : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime du béton est donnée par :

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

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
- $\gamma_b=1.15$ situation accidentelle
- $\gamma_b=1.5$ situation courante

0.85 devient 0.80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta=1$: si la durée d'application des actions est supérieur à 24h.

- $\theta=0.9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.
- $\theta=0.85$: si la durée d'application des actions inférieure à 1h.

A 28 jours on a $f_{bc} = 14.2$ MPa.

A L'ELS

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, article A.4.5 ,2})$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

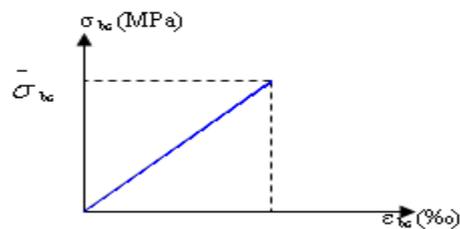


Figure I-2 : diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

I.6.2 Les aciers

L'acier est un alliage de fer et du carbone en faible pourcentage, leurs rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'acier :

Les aciers à haute adhérence (HA) : FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400MPa et 500MPa.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Il est pris égal à $E_i = 200000 \text{MPa}$. (BAEL 91 article A.2.2,1)

I.6.2.1 Coefficient de poisson des aciers

Il est pris égal à $\nu = 0.3$.

I.6.2.2 Contraintes limites

Contrainte limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme suivant :

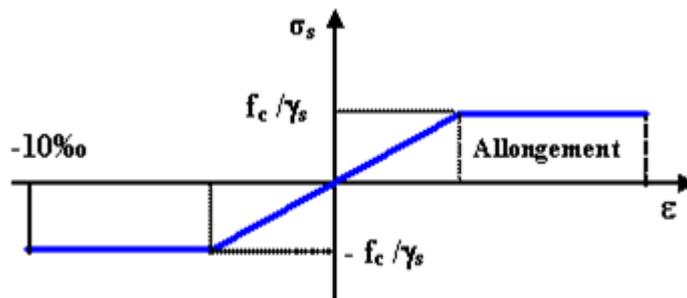


Figure I-3 : diagramme contrainte- déformation de l'acier.

On a : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$, avec :

$\bar{\sigma}_{st}$: C'est la contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : La limite d'élasticité garantie autrement dit c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Le coefficient de sécurité tel que :

γ_s : 1.15 situation courante.

γ_s : 1.00 situation accidentelle.

Contrainte limite de service

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : c'est le cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (pas de limitation).

$$\bar{\sigma}_s = f_e \quad (\text{BAEL 91, article A.4.5, 32})$$

Fissuration préjudiciable : c'est le cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques,....etc.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) f_e ; \max \left(0.5f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \quad (\text{BAEL 91, article A.4.5, 33})$$

Fissuration très préjudiciable : c'est le cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\bar{\sigma}_s = 0.8 \min \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) f_e ; \max \left(0.5f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \quad (\text{BAEL 91, article A.4.5, 34})$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6 \rightarrow$ pour les HA de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta=1.3 \rightarrow$ pour les HA de diamètre < 6 mm.

$\eta=1.0 \rightarrow$ pour les RL.

I.7 Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calculs adoptées pour l'étude de notre projet sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28}=25$ MPa.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28}= 2.1$ MPa.
- Le module d'élasticité instantané du béton est : $E= 32164.2$ MPa.
- Pour les armatures de l'acier : on a choisi le "FeE400" HA $f_e=400$ MPa.
Treillis soudé (de la dalle de compression) "FeE500" HA $f_e =500$ MPa.

II. Introduction

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré-dimensionnement des éléments de notre bâtiment afin d'initier un calcul préliminaire.

Ce pré-dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

Le RPA 99

Le BAEL 91

II.1 Pré-dimensionnement des éléments

II.1.1 Les planchers

II.1.1.1 Plancher en corps creux

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui supportent leur poids propre et les surcharge d'exploitation. Ils séparent deux niveaux successifs d'un bâtiment. Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée avec un treillis soudé ; reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé ; placé dans le sens de la petite portée.

Le pré-dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivant (**Art B.6.8.424/BAEL91**) :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

h_t : la hauteur totale de plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

Dans notre cas la portée libre maximale : $L = 480 - 25 = 455$ cm.

Avec la section minimale des poteaux selon le RPA 99 dans la zone II-a est 25cm.

Ce qui nous donne :

$$h_t \geq 455/22.5$$

$$h_t \geq 20.22 \text{ cm}$$

On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

II.1.1.2 Planchers à dalles pleine

Le plancher en dalle pleine est réalisée en béton armée uniquement, il repose avec ou sans continuités sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutre. L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée en fonction de leur portée et les conditions suivantes :

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

Résistance à la flexion

Dans notre bâtiment nous avons des dalles pleines qui sont sous forme de porte-à-faux, leurs épaisseurs sont calculées comme suit :

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{390} = 0.30 < 0.4 \text{ Donc : le panneau est portant dans un seul sens.}$$

$$\rho_x \leq 0.4 \quad E_p \geq \frac{L_x}{20} \geq \frac{120}{20} \quad E_p = 6 \text{ cm}$$

Résistance au feu :

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 11cm.

Isolation acoustique

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieur à 350 kg/m².

CHAPITRE II

pré-dimensionnement des éléments

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

$$E_p \geq 14\text{cm} .$$

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

II.1.2 Les poutres

Les poutres sont des éléments barre en béton armé coulée sur place. Elles assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyé sont :

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

Avec :

h_t : la hauteur de la poutre

L : portée libre maximale entre axe des poteaux dans le sens considéré.

La largeur est donnée par la formule suivante :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Les poutres principales

Ce sont les poutres sur lesquelles reposent les poutrelles.

Dans un premier temps, on suppose des poteaux de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

- **La hauteur** : le pré dimensionnement sera effectué comme suit :

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

$$\frac{530-25}{15} \leq h_t \leq \frac{530-25}{10}$$

$$33.67 \leq h_t \leq 50.50$$

✓ On prend $h_t = 40$ cm.

- **Largeur b :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 28$$

✓ On prend $b = 30$ cm

Les poutres secondaires

Ce sont les poutres qui sont parallèles aux poutrelles.

- **La hauteur :**

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

$$\frac{480-25}{15} \leq h_t \leq \frac{480-25}{10}$$

$$30.33 \leq h_t \leq 45.5$$

✓ On prend $h_t = 35$ cm

- ✓ **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

✓ On prend $b = 30$ cm

conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	C.V
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	C.V
$\frac{h}{b} \leq 4$	1.33	1.16	C.V

Selon le **RPA 99 version 2003 article 7-5-1**, les conditions sont vérifiées.

Enfin on adopte les dimensions suivantes :

Les poutres principales (sens transversale) = (30x40) cm².

Les poutres secondaires (sens longitudinale)= (30x35) cm².

II.1.3 Le pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que le béton reprend l'effort normal N_s .

$$N_s = G + Q$$

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

Avec:

S: la section transversale des poteaux.

σ_{bc} : la contrainte limite de service du béton en compression simple.

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

L'effort N_s sera déterminé à partir de la descente de charge.

II.1.3.1 La localisation du poteau le plus sollicité

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau (E5) est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

II.1.3.2 La descente de charge :

La surface du plancher revenant au poteau (E5) est représentée sur la figure suivante :

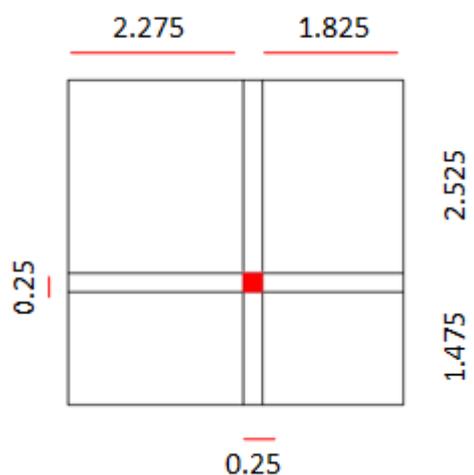


Figure II.1.3.2 : La surface de plancher revenant au (E5)

$$S = (2.275 \times 2.525) + (1.825 \times 2.525) + (1.825 \times 1.475) + (2.275 \times 1.475)$$

$$S = 16.398 \text{ m}^2.$$

II.1.3.3 Détermination des charges et surcharges

a) charges permanentes

Plancher étage terrasse (corps creux)

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Protection lourde	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.09	20	1.80
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.21	--	3.10
7	Enduit de plâtre	0.02	0.1	0.20
Charge permanente totale G_t				6.24

Plancher étage courant (corps creux)

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.21	-	3.10
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieurs	10	-	1
Charge permanente totale Gt				5.50

Mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.9
3	Brique creuse	0.10	0.9
4	Enduit plâtre	0.02	0.2
G total			2.36

CHAPITRE II
Mur de séparation

pré-dimensionnement des éléments

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				1.30

Dalles pleine (porte à faux)

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	0.15	-	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale Gt				5.35

b) Les surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation son données par le DTR comme suite :

<i>Eléments</i>	<i>Surcharge (kN/m²)</i>
<i>Plancher terrasse inaccessible</i>	<i>1</i>
<i>Plancher d'étage courant (habitation)</i>	<i>1.5</i>
<i>Plancher d'étage RDC (commercial)</i>	<i>5</i>
<i>Plancher d'étage S Sol (servisse)</i>	<i>2.5</i>
<i>porte à faux</i>	<i>1.5</i>

c) Le poids propres des éléments :

Plancher étage terrasse : $G_{PT} \times S = 16.398 \times 6.24 = 102.32 \text{ KN}$

Plancher étage courant : $G_{PC} \times S = 16.398 \times 5.50 = 90.189 \text{ KN}$

Les poutres

Les poutres principale : $\rho \times b_{pp} \times h_{pp} \times (2.525 + 1.475) = 25 \times 0.30 \times 0.40 \times 4 = 12 \text{ KN.}$

Les poutres secondaire : $\rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (2.275 + 1.825) = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 4.1 = 10.7625 \text{ KN.}$

✓ $G_{p \text{ tot}} = G_{PP} + G_{PS} = 12 + 10.7625 = 22.763 \text{ KN.}$

Les poteaux

Les poteaux du sous sol : $(0.25 \times 0.25 \times 4.08) \times 25 = 6.375 \text{ KN}$

Les poteaux du RDC : $(0.25 \times 0.25 \times 4.08) \times 25 = 6.375 \text{ KN}$

Les poteaux d'étage courants : $(0.25 \times 0.25 \times 3.06) \times 25 = 4.781 \text{ KN}$

Les surcharges d'exploitation:

$$\text{Sous sol : } Q \times S = 2.5 \times 16.398 = 40.995 \text{ KN.}$$

$$\text{RDC: } Q \times S = 5 \times 16.398 = 81.99 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage courant: } Q \times S = 1.5 \times 16.398 = 24.597 \text{ KN.}$$

$$\text{Étage terrasse : } Q \times S = 1 \times 16.398 = 16.398 \text{ KN.}$$

d) Dégression verticale des surcharges d'exploitation

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces derniers s'appliquent aux bâtiments à grand nombres d'étage.

Ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

$$\text{La loi de dégression est : } Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad n \geq 5$$

Q_n : Surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

$$14\text{ème} = Q_0$$

$$13\text{ème} = Q_0 + Q_1$$

$$12\text{ème} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$11\text{ème} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$10\text{ème} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$09\text{ème} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$08\text{ème} = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$07\text{ème} = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$06\text{ème} = Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$05\text{ème} = Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

$$04\text{ème} = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$$

$$03\text{ème} = Q_0 + 0,636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$$

$$02\text{ème} = Q_0 + 0,636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$$

$$01\text{ème} = Q_0 + 0,636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13})$$

Application numérique

$$12\text{ème} = 1 \times 16.398 = 16.398 \text{ [KN]}$$

$$11\text{ème} = 16.398 + (16.398 \times 1,5) = 40.995 \text{ [KN]}$$

$$10\text{ème} = 16.398 + 0,95 (24.597 \times 2) = 63.132 \text{ [KN]}$$

$$09\text{ème} = 16.398 + 0,90 (24.597 \times 3) = 82.809 \text{ [KN]}$$

$$08\text{ème} = 16.398 + 0,85 (24.597 \times 4) = 100.027 \text{ [KN]}$$

$$07\text{ème} = 16.398 + 0,80 (24.597 \times 5) = 114.786 \text{ [KN]}$$

$$06\text{ème} = 16.398 + 0,75 (24.597 \times 6) = 127.084 \text{ [KN]}$$

$$05\text{ème} = 16.398 + 0,714 (24.597 \times 7) = 139.333 \text{ [KN]}$$

$$04\text{ème} = 16.398 + 0,687 (24.597 \times 8) = 151.583 \text{ [KN]}$$

$$03\text{ème} = 16.398 + 0,666 (24.597 \times 9) = 163.832 \text{ [KN]}$$

$$02\text{ème} = 16.398 + 0,65 (24.597 \times 10) = 176.278 \text{ [KN]}$$

$$01\text{ème} = 16.398 + 0,636(24.597 \times 11) = 188.478 \text{ [KN]}$$

$$\text{RDC} = 16.398 + 0,625(24.597 \times 11 + 16.398 \times 5) = 236.746 \text{ [KN]}$$

$$\text{Sous sol} = 16.398 + 0,615(24.597 \times 11 + 16.398 \times 5 + 16.398 \times 2,5) = 258.432 \text{ [KN]}$$

Tableau récapitulatif de la descente de charge

NIVEAU	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_c		Section trouvée	Section adoptée
14	102.32	22.763	4.781	129.864	129.864	16.398	16.398	146.262	97.50	30x30
13	90.189	22.763	4.781	117.733	247.597	24.597	40.995	288.592	192.39	30x30
12	90.189	22.763	4.781	117.733	365.330	24.597	63.132	428.462	285.64	35x35
11	90.189	22.763	4.781	117.733	483.063	24.597	82.809	565.872	377.24	35x35
10	90.189	22.763	4.781	117.733	600.796	24.597	100.027	700.823	467.21	35x35
09	90.189	22.763	4.781	117.733	718.529	24.597	114.786	833.315	555.54	40x40
08	90.189	22.763	4.781	117.733	836.262	24.597	127.084	963.346	642.23	40x40
07	90.189	22.763	4.781	117.733	953.995	24.597	139.333	1093.328	728.88	40x40
06	90.189	22.763	4.781	117.733	1071.728	24.597	151.583	1223.311	815.54	45x45
05	90.189	22.763	4.781	117.733	1189.461	24.597	163.832	1353.293	902.19	45x45
04	90.189	22.763	4.781	117.733	1307.194	24.597	176.278	1483.472	988.98	45x45
03	90.189	22.763	4.781	117.733	1424.927	24.597	188.478	1613.405	1075.60	50x50
02	90.189	22.763	6.375	119.327	1544.254	81.990	236.746	1781	1187.33	50x50

CHAPITRE II

pré-dimensionnement des éléments

01	90.189	22.763	6.375	119.327	1663.581	40.995	258.432	1922.013	1281. 34	50x50
----	--------	--------	-------	---------	----------	--------	---------	----------	-------------	-------

e) Vérifications relatives au coffrage

(RPA 99 version 2003 art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone (II_A) doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min (b ; h)} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min (b ; h)} \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

Avec h_e : est la hauteur d'étage

Poteaux	Conditions exigées par le RPA	Valeur calculée	observation
30x30	$\text{Min (b, h)} \geq 25$	$\text{Min (b, h)} = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min (b, h)} \geq 25$	$\text{Min (b, h)} = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min (b, h)} \geq 25$	$\text{Min (b, h)} = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min (b, h)} \geq 25$	$\text{Min (b, h)} = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
50x50	$\text{Min (b, h)} \geq 25$	$\text{Min (b, h)} = 50$	Condition vérifiée

CHAPITRE II

pré-dimensionnement des éléments

(Etagel)	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
50x50 (S-Sol et RDC)	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 50$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 20.4$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

- ✓ s-sol, RDC et niveau 1 → (50x50) cm
- ✓ niveau 4 ; 5 ; 6 → (45x45) cm
- ✓ niveau 7 ; 8 ; 9 → (40x40) cm
- ✓ niveau 10 ; 11 ; 12 → (35x35) cm
- ✓ niveau 13 ; 14 → (30x30) cm

f) Vérifications des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentrée ou non) des structures ; lorsque les éléments élancés ; les vérifications consistent à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : élancement du poteau

l_f : Longueur de flambement.

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

I : moment d'inertie de poteau ; $I = \frac{bh^3}{12}$

B : section du poteau

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 de la pièce et de leur liaison effective. Le BAEL 91 nous suggère d'adopter : $l_f = 0.7 l_0$ lorsque le poteau est encastré à ces extrémités.

- Soit encastré dans un massif de fondation.
- Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré, et le traversons de part on part ; se qui est notre cas l_0 hauteur libre de poteau.

Application numérique :

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

- poteaux (30x30) : $l_0 = 3.06 \rightarrow \lambda = 24.73 < 50$ condition vérifie.
- poteaux (35x35) : $l_0 = 3.06 \rightarrow \lambda = 21.20 < 50$ condition vérifie.
- poteaux (40x40) : $l_0 = 3.06 \rightarrow \lambda = 18.55 < 50$ condition vérifie.
- poteaux (45x45) : $l_0 = 3.06 \rightarrow \lambda = 16.48 < 50$ condition vérifie.
- poteaux (50x50) : $l_0 = 3.06 \rightarrow \lambda = 14.84 < 50$ condition vérifie.
- poteaux (50x50) : $l_0 = 4.08 \rightarrow \lambda = 19.78 < 50$ condition vérifie.

Il n'y a donc pas de risque de flambement.

II.1.4 II-1-4- Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulées sur place ; assurent la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontale ; d'autre part à reprendre une partie des charges verticale.

D'après le **RPA 99 version 2003 article 7.7.1**, leurs pré-dimensionnement se fera comme suite :

CHAPITRE II
II.1.4.1

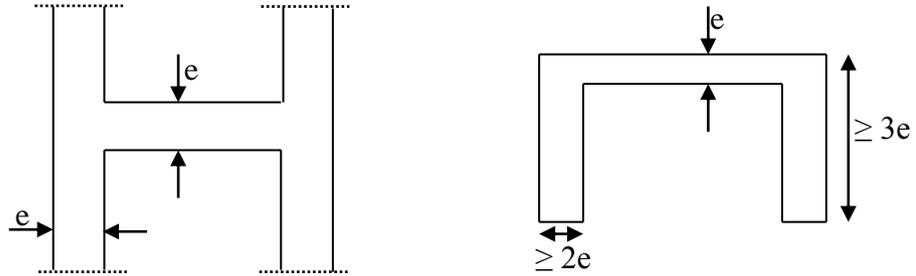
pré-dimensionnement des éléments

L'épaisseur de voile

L'épaisseur de voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm.

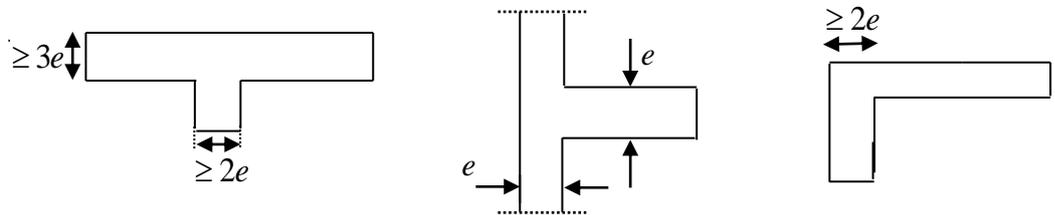
1^{er} Cas :

$$e \geq \frac{h_e}{25}$$



2^{eme} Cas :

$$e \geq \frac{h_e}{22}$$



3^{eme} Cas :

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

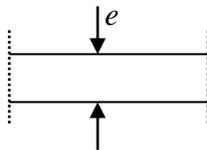


Figure II.1.4.1 : coupes des voiles en plans

a : épaisseur du voile,

h_e : hauteur libre d'un étage $h_e = h - ep$

h : hauteur d'étage,

ep : épaisseur du plancher

Et ils doivent vérifier la condition

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

$$L_{\min} \geq 4a \dots \dots \dots (\text{Art 7.7.1, RPA 99 / version 2003})$$

Dans notre cas :

- Pour étage RDC : $h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$

Donc : $e \geq \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$

- pour sous-sol : $h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$

Donc : $e \geq \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$

- pour étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

Donc : $e \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$

On opte pour $e = 25 \text{ cm}$.

II.1.4.2 Largeur de voile

La largeur minimale du voile L devra satisfaire la condition suivante

$$L \geq 4 \times e$$

$$4 \times e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm.}$$

$$L \geq 80$$

Pour conclure, on adopte des voiles d'une épaisseur de 25 cm et d'une largeur supérieur à 80 cm.

III. Calcul des éléments

Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux le cas des planchers.

III.1 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont il forme un écran pour toute chute il participe dans la mise hors eau de la structure.

Elle est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- ✓ Un effort normal G dû à son poids propre
- ✓ Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur dans la section d'encastrement.

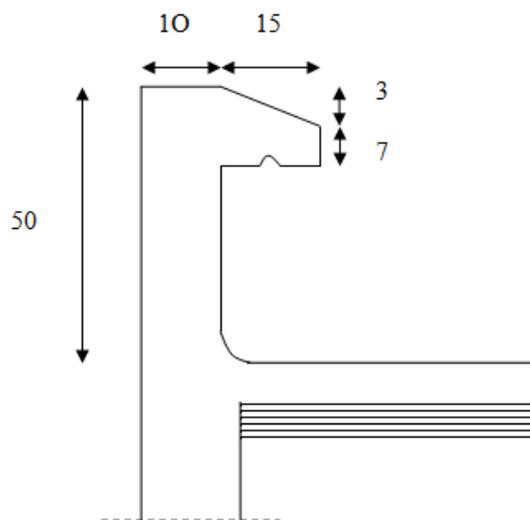


Figure III.1- coupe verticale de l'acrotère

III.1.1 Détermination des sollicitations

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$$

$$G = 25 \times \left[(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.15) + \left(\frac{0.15 \times 0.03}{2} \right) \right]$$

$$G = 1.57 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Effort normal due au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1.57 \text{ KN}$

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

Moment fléchissant max du a la surcharge Q : $M_Q = Q \times H \times 1 \text{ ml} = 1 \times 0.5 \times 1 = 0.5 \text{ KNm}$

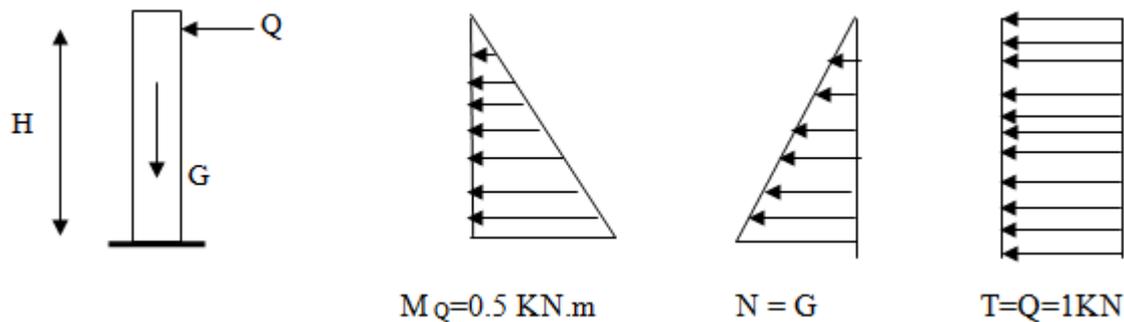


Figure III.2. : Diagramme des efforts internes.

III.1.2 Combinaisons des charges

➤ **L'ELU**

La combinaison de charge est : $1.35G + 1.50Q = (1.35 \times 1.57) + (1.50 \times 1) = 3.62 \text{ KN/ml}$

Effort normal due à G : $N_u = 1.35G = (1.35 \times 1.57) = 2.12 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement due à Q : $M_u = 1.5 M_Q = (1.5 \times 0.5) = 0.75 \text{ KN.m}$

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

➤ **L'ELS**

La combinaison considérée est : $G + Q = (1.57 + 1) = 2.57 \text{ KN/ml}$

Effort normale due à G : $N_s = G = 1.57 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement : $M_s = M_Q = 0.5 \text{ KN.m}$

Effort tranchant $T_s = T = 1 \text{ KN}$

III.1.3 Calcul de ferrailage

Il est déterminé en flexion composée ; en étudiant une section rectangulaire soumise à l'effort normale N et un moment de renversement M .

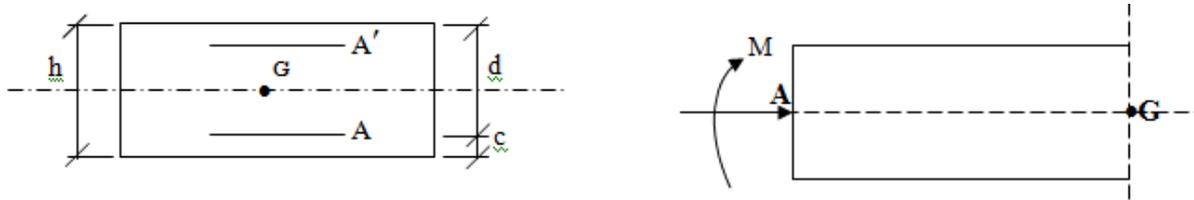


Figure III.2.2 : schéma de calcul de l'acrotère

$h=10\text{cm}$, $b= 100\text{cm}$, $c= 3\text{cm}$, $d= 7\text{cm}$.

III.1.3.1 Calcul des armatures à L'ELU

a) Calcul de l'excentricité :

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

e : excentricité, distance entre le centre de gravité de la section et le centre de pression

$$e_u = \frac{0.75}{2.12} = 0.35 \text{ m} = 35\text{cm}$$

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

a : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues

$e_u > a \rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

b) Calcul des armatures principales

➤ Calcul en flexion simple de la section fictive

• Calcul du moment fictif

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c)$$

$$M_f = 2.12 \times (0.35 + \frac{0.10}{2} - 0.03) = 0.784 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} = 14.2 \times 10^3 \text{ KN/m}$$

$$\mu = \frac{0.784}{1 \times (0.07)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.011 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu = 0.011 \longrightarrow \beta = 0.994$$

• Calcul des armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} = 348 \cdot 10^3 \text{ KN/m}$$

$$A_f = \frac{0.784}{0.994 \times 0.07 \times 348 \cdot 10^3} = 3.24 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.324 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_f = 0.324 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul en flexion composée de la section réelle

La section réelle des armatures est :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 3.24 \times 10^{-5} - \frac{2.12}{348 \cdot 10^3} = 2.63 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 \longrightarrow A_{st} = 0.263 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 /ml pour la section d'armature $A_{st} = 2.01 \text{ [cm]}^2$

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

c) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8/ml = 2.01 cm²/ml

Avec

$S_t = 15 \text{ cm}$

III.1.3.2 Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL 91)

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.57} = 0.318 \text{ m}$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{0.318 - (0.455 \times 0.07)}{0.318 - (0.185 \times 0.07)} \right] = 0.793 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{min} = 0.793 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.793 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.263 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_s = A_{min} = 0.793 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8/ml = 2.01 cm²/ml Avec St = 25cm

➤ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8/ml = 2.01 cm²/ml Avec St = 15cm

b) Espacement des barres

-armatures principales $S_t < \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(vérifiée)}$$

-armatures de répartitions : $S_t = \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \dots\dots \text{(vérifiée)}$$

c) Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)

On doit avoir : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right\} = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{fêssuration préjudiciable})$$

Avec $\gamma_b = 1.5$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \quad \text{avec : } T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ (Condition vérifié)

d) Vérification de l'adhérence des barres: (art A.6.1.1, 3BAEL91)

Ont doit avoir : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad ; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \quad ; \quad \sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

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

n : Nombre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 7 \times 10.048 \times 10^2} = 0.23 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ (Condition vérifié)

e) Ancrages des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

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

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

Soit : $L_s = 30 \text{ cm.}$

III.1.3.3 Vérifications à L'ELS

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

Dans l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

La fissuration étant préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \eta = 1,6$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{b \cdot x \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot x \cdot d} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 7} = 0,287$$

$$K_1 = 43,82$$

$$\beta_1 = 0,915$$

$$\sigma_s = \frac{0,5 \cdot 10^3}{0,915 \cdot 7 \cdot 2,01} = 38,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 38,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

Dans le béton : $\sigma_b < \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{k_1} = \frac{201,63}{43,82} = 4,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

III.1.3.4 Vérification au séisme

Pour assurer la résistance de l'acrotère à l'action des forces horizontales F_p doit être inférieur ou égale à l'action de la main courante Q .

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \dots\dots\dots (\text{RPA 99/V2003 Art 6.2.3})$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone ; dans notre cas (zone IIa , groupe d'usage2)

(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

Donc A = 0.15

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$)

W_p : Poids de l'acrotère = 1.57 kN/ml

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.57 = 0.754 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.75 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

Conclusion

Dans notre cas l'acrotère est ferrailé par :

Armatures principales : 4HA8 = 2.01 cm² ; ST = 25 cm

Armatures de répartition : 4HA8 = 2.01 cm² ; ST = 15 cm

III.2 Calcul des planchers

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4)cm dont les poutrelles sont préfabriquée sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

On fera l'étude pour un type de planchers (plancher le plus défavorable) et on adoptera le même ferrailage pour :

- ✓ plancher étage courant
- ✓ plancher terrasse.

Les poutrelles sont des sections en Té, dont l'entre-axe est de 65 cm. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa hauteur est de 16 cm.

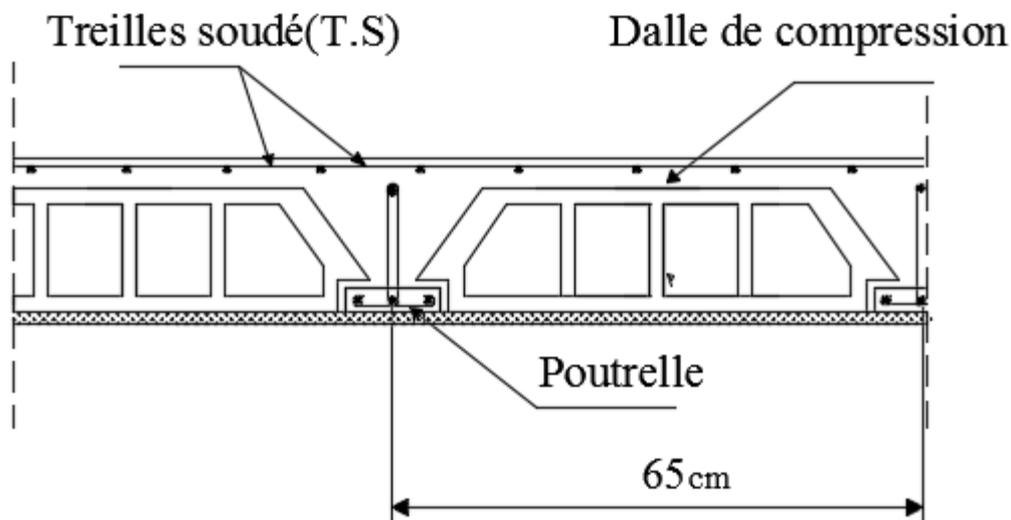


Figure III.2.1. Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

III.2.1 Plancher en corps creux

III.2.1.1 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520, Φ 6 mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91 (art B.6.8.423), ayant pour but :

- ✓ Limiter le risque de fissuration par retrait.
- ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Repartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par : l'Article (B.6.8.423/BAEL 91 modifiée 99) :

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

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

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

Avec L = 65 cm ; distance entre axes des poutrelles.

D'où $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$

Soit $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm.

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (6x6x150x150)

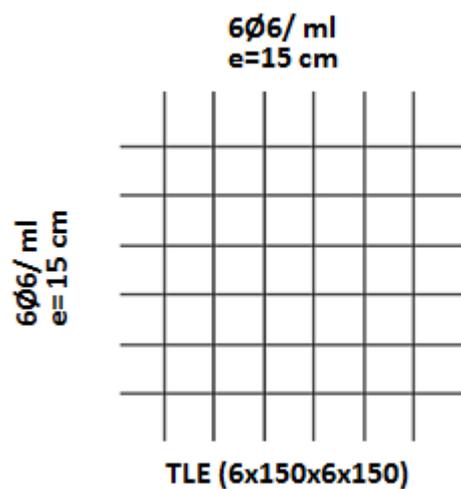


Figure III.2.1. Schéma statique de treillis soudé .

III.2.1.2 Etude de la poutrelle

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

a) Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité :

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

- Largeur efficace de la table de compression : (**Article A.4.1, / BAEL 91**)

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont T, les règles BAEL91 préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$

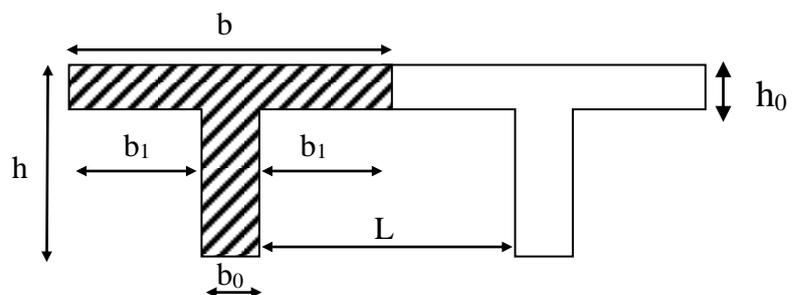


Figure III.2.2. Coupe verticale d'une poutrelle.

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles : $L= 65-12=53$ cm

L_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4.80$ m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs

b_0 : largeur de la nervure $b_0 = 12$ cm

h_0 : épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 4$ cm

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{53-4}{2} = 24.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{480}{2} = 160 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow b_1 = \min(24.5, 48, 160) = 24.5 \text{ cm}$$

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24.5 + 12 = 65 \text{ cm}$ condition vérifiée.

b) Ferrailage de la poutrelle :

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

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et doit supporter son poids propre, le poids de corps creux qui est estimé à 0.95 KN / m² et la surcharge de l'ouvrier. La section de la poutrelle est estimée à 4x12 cm².

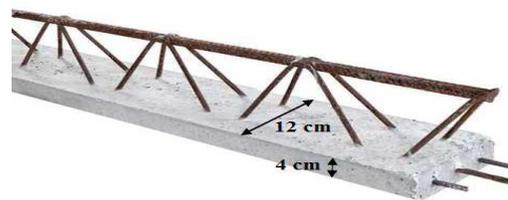


Figure III.2.3. Une poutrelle.

- le poids propre de la poutrelle est : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- le poids propre du corps creux est : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- la surcharge de l'ouvrier est estimé à 1KN/ml
- la charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$

➤ **Ferrailage à L'ELU**

• **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times (0.74) + 1.5 \times (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

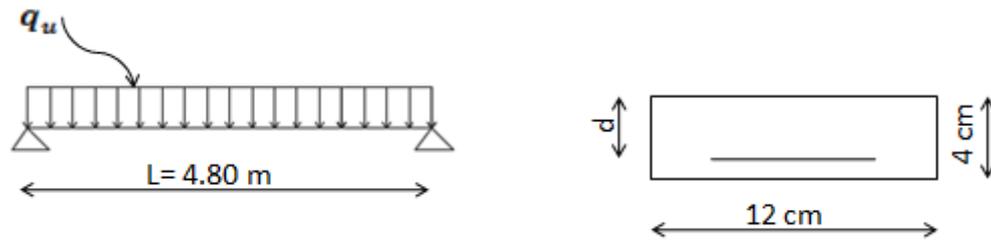


Figure III.2.4. Schéma statique de la poutrelle.

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.55^2}{8} = 6.469 \text{ KN.ml}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.55}{2} = 5.687 \text{ KN}$$

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

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

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.469 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 9.490 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section doublement armée (SDA)}$$

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; la disposition des d'armatures de compression et de traction est impossible donc, se qui nous oblige à prévoir un échafaudage (étais intermédiaires) pour aider la poutrelle à supportée la charge avant le coulage.

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

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té reposant sur plusieurs appuis, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastés. Elle supporte son poids propre, poids de corps creux et de la dalle de compression ont des charges et surcharges revenant au plancher. Elle travaille en flexion simple, on note que la longueur de chaque travée est prise entre nus des appuis.

- **Charges et surcharges :**

- Poids propre du plancher étage courant : $G = 5.50 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du plancher étage terrasse : $G = 6.24 \times 0.65 = 4.056 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du plancher étage commercial : $G = 5.50 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du plancher étage de service : $G = 5.50 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml}$

- **Surcharges d'exploitation :**

- usage d'habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$
- usage commerciale : $Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$
- usage service : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$
- dernier étage : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

- **combinaison d'action :**

1^{er} Type : (usage d'habitation) :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.575) + (1.5 \times 0.975) = 6.288 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_s = G + Q = 3.575 + 0.975 = 4.55 \text{ KN/m}$$

2^{eme} Type : (usage commercial) :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.575) + (1.5 \times 3.25) = 9.701 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_s = G + Q = 3.575 + 3.25 = 6.825 \text{ KN/m}$$

3^{eme} Type : (dernier étage) :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 4.056) + (1.5 \times 0.65) = 6.450 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_s = G + Q = 4.056 + 0.65 = 4.706 \text{ KN/m}$$

4^{eme} Type : (usage service) :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.575) + (1.5 \times 1.625) = 7.263 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_s = G + Q = 3.575 + 1.625 = 5.2 \text{ KN/m}$$

➤ **Choix de la méthode :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

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

• **Méthode forfaitaire :**

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (**Art B.6.2, 210 /BAEL 91 /99**) :

Hypothèses :

1. La méthode s'applique aux planchers a surcharge d'exploitation modérée.
2. La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max\{2G ; 5KN/ml\}$$

3. La fissuration est non préjudiciable.
4. Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
5. Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

Vérification :

1. la valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

Plancher étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.50 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \\ 1.5 \leq \max\{2 \times 5.50 ; 5\} = 11 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Plancher étage de service :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.50 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \\ 2.5 \leq \max\{2 \times 5.50 ; 5\} = 11 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Plancher étage commercial :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.50 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \\ 5 \leq \max\{2 \times 5.50 ; 5\} = 11 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Plancher étage terrasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6.24 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ 1 \leq \max\{2 \times 6.24 ; 5\} = 12.48 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. la fissuration est non préjudiciable Condition vérifiée
3. Les poutrelles du planché ont un même moment d'inertie dans les différentes travées..... Condition vérifiée
4. Les portées vérifient : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Le 1^{er} cas :

$$\frac{3.30}{3.20} = \mathbf{1.03} \dots\dots\dots 0.80 \leq 1.03 \leq 1.25 \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{3.20}{3.90} = \mathbf{0.82} \dots\dots\dots 0.80 \leq 0.82 \leq 1.25 \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{3.90}{4.80} = \mathbf{0.81} \dots\dots\dots 0.80 \leq 0.81 \leq 1.25 \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{4.80}{3.90} = \mathbf{1.23} \dots\dots\dots 0.80 \leq 1.23 \leq 1.25 \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{3.90}{3.20} = \mathbf{1.21} \dots\dots\dots 0.80 \leq 1.21 \leq 1.25 \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{3.20}{3.30} = \mathbf{0.96} \dots\dots\dots 0.80 \leq 0.96 \leq 1.25 \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

Le 2^{eme} cas :

$$\frac{3.20}{3.90} = \mathbf{0.82} \dots\dots\dots 0.80 \leq 0.82 \leq 1.25 \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

▪ **Principe de la méthode :**

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

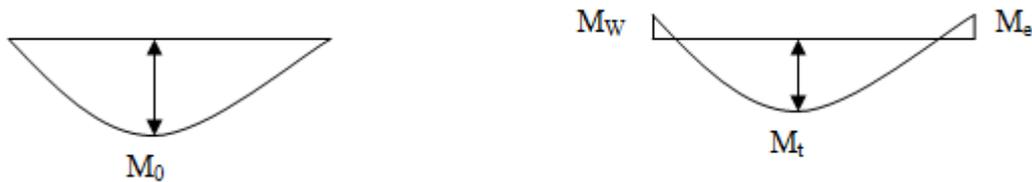


Figure III.2.5. Diagramme des moments (la méthode forfaitaire).

▪ **Exposition de la méthode :**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux charges que la travée considérée.

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

α : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérée.

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

- M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et

soumise aux mêmes charges ($M_0 = \frac{ql^2}{8}$)

- M_w et M_e : moments en valeurs absolues sur l'appui de gauche et de droite de la travée considérée.

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

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

$$\checkmark M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

intermédiaire

Dans le cas d'une travée

$$\checkmark M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

Dans le cas d'une travée de rive

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

- 0.6M₀ 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 plus de deux travées.
- 0.4M₀ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- 0.3M₀ pour les appuis de rive semi encastrés.

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

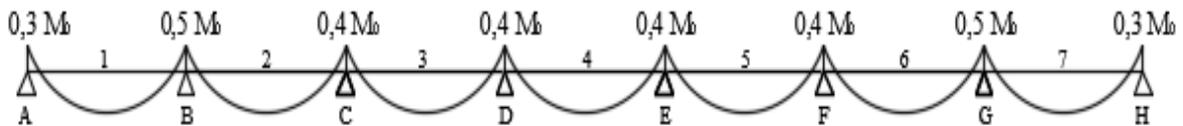


Figure III.2.6. diagramme des moments de la poutrelle à 7 travées.

Ainsi une autre poutre repose sur 03 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

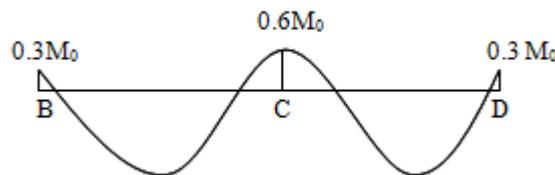
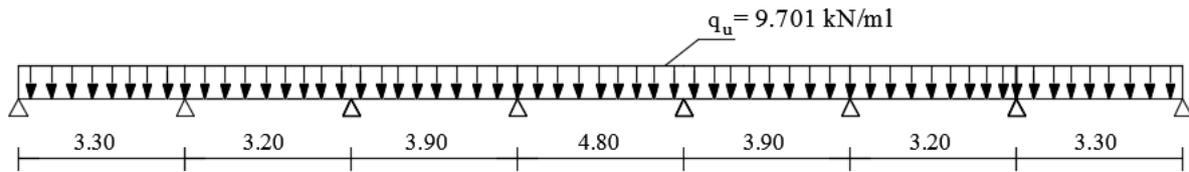


Figure III.2.7. Diagramme des moments de la poutrelle à 2 travées.

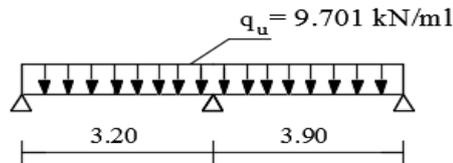
c) Calcul des poutrelles :

Plancher étage commerciale : Dans ce plancher on a 2 types de poutrelles qui sont représentées dans le schéma si dessous :

1^{er} Cas :



2^{eme} Cas :



NB : les deux poutrelles doivent être étudiées car les sollicitations max en travée peuvent être données par la poutrelle 2 et les sollicitations max sur appuis par la poutrelle 1

Pour le 1^{er} Cas :

Calcul à E.L.U :

Combinaison de charges :

$G=5.50 \times 0.65=3.575 \text{ kN/ml}$

$Q=5 \times 0.65=3.25 \text{ kN/ml}$

à l'ELU : $q_u=1.35G+1.5Q=9.701 \text{ KN/ml}$

à l'ELS : $q_s= G+Q = 6.825 \text{ KN/ml}$

Calcul des moments fléchissant à l'ELU :

Calcul de coefficient α (facteur de charge) : les charges supportées par la poutrelle est : $G=3.575 \text{ KN/ml}$, $Q=3.25 \text{ KN/ml}$.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{3.25}{3.575+3.25} = 0.47 \quad \text{avec } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$1+0.3\alpha = 1.141$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+(0.3 \times 0.47)}{2} = 0.570$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+(0.3 \times 0.47)}{2} = 0.670$$

Moments isostatique :

Pour les travées (AB) et (GH)

$$M_0 = q_u \times \frac{l^2}{8} = 9.701 \times \frac{3.30^2}{8} = \mathbf{13.205 \text{ KN.m}}$$

Pour les travées (BC) et (FG)

$$M_0 = q_u \times \frac{l^2}{8} = 9.701 \times \frac{3.20^2}{8} = \mathbf{12.417 \text{ KN.m}}$$

Pour les travées (CD) et (EF)

$$M_0 = q_u \times \frac{l^2}{8} = 9.701 \times \frac{3.90^2}{8} = \mathbf{18.444 \text{ KN.m}}$$

Pour la travée (DE)

$$M_0 = q_u \times \frac{l^2}{8} = 9.701 \times \frac{4.80^2}{8} = \mathbf{27.938 \text{ KN.m}}$$

Moments sur appuis :

$$M_A = 0.3M_0^{AB} = 0.3 \times 13.205 = \mathbf{3.961 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max} (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = 0.5 \times 13.205 = \mathbf{6.602 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.4 \text{Max} (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = 0.4 \times 18.444 = \mathbf{7.377 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0.4 \text{Max} (M_0^{CD} ; M_0^{DE}) = 0.4 \times 27.938 = \mathbf{11.175 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0.4 \text{Max} (M_0^{DE} ; M_0^{EF}) = 0.4 \times 27.938 = \mathbf{11.175 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0.4 \text{Max} (M_0^{EF} ; M_0^{FG}) = 0.4 \times 18.444 = \mathbf{7.377 \text{ KN.m}}$$

$$M_G = 0.5 \text{Max} (M_0^{FG} ; M_0^{GH}) = 0.5 \times 13.205 = \mathbf{6.602 \text{ KN.m}}$$

$$M_H = 0.3M_0^{GH} = 0.3 \times 13.205 = \mathbf{3.961 \text{ KN.m}}$$

Moments en travées :

$$M_{TAB}(\text{rive}) = \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{1.05 M_0^{AB} ; (1 + 0.3\alpha)M_0^{AB}\} - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \end{cases}$$

$$= \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{13.865 ; 15.066\} - \frac{3.961 + 6.602}{2} = \mathbf{9.784} \\ M_T \geq 0.670 \times 13.205 = \mathbf{8.847} \end{cases}$$

Soit $M_{TAB} = \mathbf{9.784 \text{ KN.m}}$

$$M_{T_{BC}}(\text{Intermédiaire}) = \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{1.05 M_0^{BC} ; (1 + 0.3\alpha)M_0^{BC} \} - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_T \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0^{BC} \end{cases}$$

$$= \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{13.037 ; 14.167 \} - \frac{6.602+7.377}{2} = \mathbf{7.177} \\ M_T \geq 0.570 \times 12.417 = \mathbf{7.077} \end{cases}$$

Soit $M_{T_{BC}} = \mathbf{7.177 \text{ KN.m}}$

$$M_{T_{CD}}(\text{Intermédiaire}) = \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{19.366 ; 21.044 \} - \frac{7.377+11.175}{2} = \mathbf{11.768} \\ M_T \geq 0.570 \times 18.444 = \mathbf{10.513} \end{cases}$$

Soit $M_{T_{CD}} = \mathbf{11.768 \text{ KN.m}}$

$$M_{T_{DE}}(\text{Intermédiaire}) = \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{29.334 ; 31.877 \} - \frac{11.175+11.175}{2} = \mathbf{20.702} \\ M_T \geq 0.570 \times 27.938 = \mathbf{15.924} \end{cases}$$

Soit $M_{T_{DE}} = \mathbf{20.702 \text{ KN.m}}$

$$M_{T_{EF}}(\text{Intermédiaire}) = \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{19.366 ; 21.044 \} - \frac{11.175+7.377}{2} = \mathbf{11.768} \\ M_T \geq 0.570 \times 18.444 = \mathbf{10.513} \end{cases}$$

Soit $M_{T_{EF}} = \mathbf{11.768 \text{ KN.m}}$

$$M_{T_{FG}}(\text{Intermédiaire}) = \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{13.037 ; 14.167 \} - \frac{7.377+6.602}{2} = \mathbf{7.177} \\ M_T \geq 0.570 \times 12.417 = \mathbf{7.077} \end{cases}$$

Soit $M_{T_{FG}} = \mathbf{7.177 \text{ KN.m}}$

$$M_{T_{GH}}(\text{rive}) = \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{13.865 ; 15.066 \} - \frac{6.602+3.961}{2} = \mathbf{9.784} \\ M_T \geq 0.670 \times 13.205 = \mathbf{8.847} \end{cases}$$

Soit $M_{T_{GH}} = 9.784 \text{KN.m}$

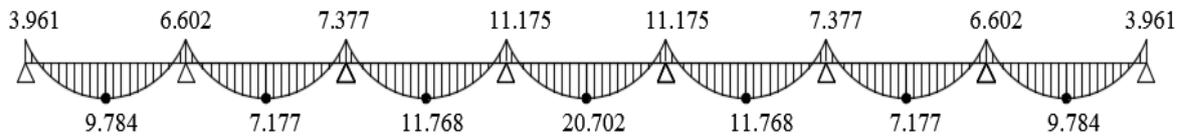


Figure III.2.8. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

Pour le 2^{eme} Cas :

Moments isostatique :

$$M_0^{BC} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 9.701 \times \frac{3.20^2}{8} = 12.417 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 9.701 \times \frac{3.90^2}{8} = 18.444 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_B = 0.3M_0^{BC} = 0.3 \times 12.417 = 3.725 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3M_0^{CD} = 0.3 \times 18.444 = 5.533 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.6 \text{ Max } (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = 0.6 \times 18.444 = 11.066 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{T_{BC}}(\text{rive}) = \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{13.037; 14.167\} - \frac{3.725+11.066}{2} = 6.771 \\ M_T \geq 0.670 \times 12.417 = 8.319 \end{cases}$$

Soit $M_{T_{BC}} = 8.319 \text{KN.m}$

$$M_{T_{CD}}(\text{rive}) = \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{19.366; 21.044\} - \frac{5.533+11.066}{2} = 12.744 \\ M_T \geq 0.670 \times 18.444 = 12.357 \end{cases}$$

Soit $M_{T_{CD}} = 12.744 \text{KN.m}$

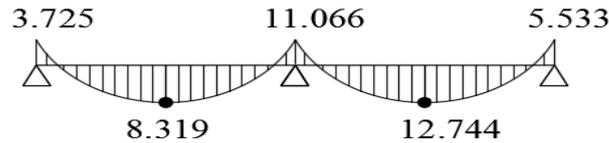


Figure III.2.9.diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

Calcul des efforts tranchant :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

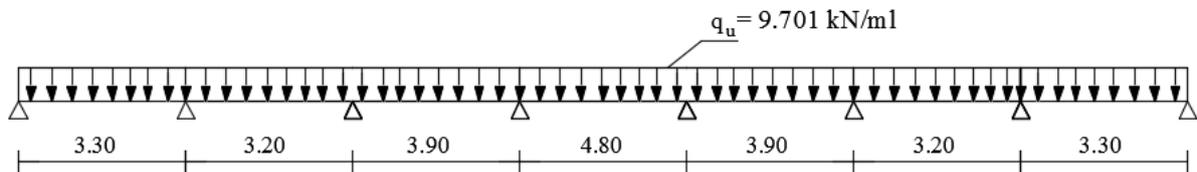
l : longueur de la travée considérée,

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

M_i et M_{i+1} sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique, on aura :

$$T_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \qquad T_e = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Pour la poutre continue reposant sur 08 appuis :



Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{9.701 \times 3.30}{2} + \frac{(-6.602) - (-3.961)}{3.30} = 15.20 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{9.701 \times 3.30}{2} + \frac{(-6.602) - (-3.961)}{3.30} = -16.80 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{9.701 \times 3.20}{2} + \frac{(-7.377) - (-6.602)}{3.20} = 15.27 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{9.701 \times 3.20}{2} + \frac{(-7.377) - (-6.602)}{3.20} = -15.76 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{9.701 \times 3.90}{2} + \frac{(-11.175) - (-7.377)}{3.90} = \mathbf{17.94 \text{ KN}}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{9.701 \times 3.90}{2} + \frac{(-11.175) - (-7.377)}{3.90} = \mathbf{-19.89 \text{ KN}}$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{9.701 \times 4.80}{2} + \frac{(-11.175) - (-11.175)}{4.80} = \mathbf{23.28 \text{ KN}}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{9.701 \times 4.80}{2} + \frac{(-11.175) - (-11.175)}{4.80} = \mathbf{-23.28 \text{ KN}}$$

Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{9.701 \times 3.90}{2} + \frac{(-7.377) - (-11.175)}{3.90} = \mathbf{19.89 \text{ KN}}$$

$$T_F = -\frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\frac{9.701 \times 3.90}{2} + \frac{(-7.377) - (-11.175)}{3.90} = \mathbf{-17.94 \text{ KN}}$$

Travée FG :

$$T_F = \frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = \frac{9.701 \times 3.20}{2} + \frac{(-6.602) - (-7.377)}{3.20} = \mathbf{15.76 \text{ KN}}$$

$$T_G = -\frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -\frac{9.701 \times 3.20}{2} + \frac{(-6.602) - (-7.377)}{3.20} = \mathbf{-15.27 \text{ KN}}$$

Travée GH :

$$T_G = \frac{q_u \times L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = \frac{9.701 \times 3.30}{2} + \frac{(-3.961) - (-6.602)}{3.30} = \mathbf{16.80 \text{ KN}}$$

$$T_H = -\frac{q_u \times L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = -\frac{9.701 \times 3.30}{2} + \frac{(-3.961) - (-6.602)}{3.30} = -15.20 \text{ KN}$$

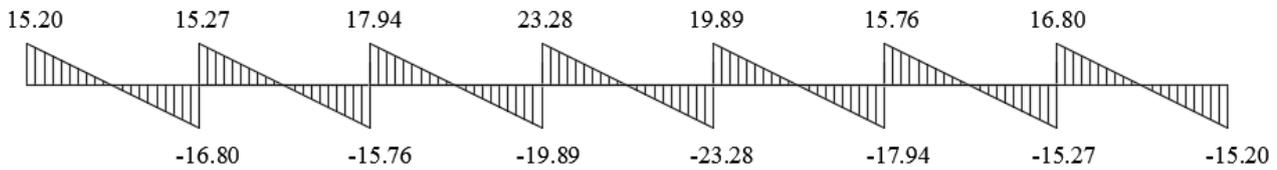


Figure III.2.10. diagramme des efforts tranchant à l'ELU (KN)

Calcul à ELS :

Calcul des moments isostatiques à l'ELS :

$$M_{01} = M_{07} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{6.825 \times 3.30^2}{8} = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{06} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{6.825 \times 3.20^2}{8} = 8.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = M_{05} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{6.825 \times 3.90^2}{8} = 12.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{6.825 \times 4.80^2}{8} = 19.66 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments fléchissant :

Les moments aux appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 9.29 = 2.79 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{ Max } (M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 9.29 = 4.65 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \text{ Max } (M_{02}; M_{03}) = 0.4 \times 12.98 = 5.19 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \text{ Max } (M_{03}; M_{04}) = 0.4 \times 19.66 = 7.86 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 \text{ Max } (M_{04}; M_{05}) = 0.4 \times 19.66 = 7.86 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.4 \text{ Max } (M_{05}; M_{06}) = 0.4 \times 12.98 = 5.19 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.5 \text{ Max } (M_{06}; M_{07}) = 0.5 \times 9.29 = 4.65 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0.3 M_{07} = 0.3 \times 19.66 = 5.90 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée :

Travée de rive AB :

$$M_t^{AB} \geq 1.097 M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.097 \times 9.29 - \frac{2.79 + 4.65}{2} = 6.47 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.670 \times 9.29 = 6.22 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_t^{AB} = 6.47 \text{ KN.m}$

Travée de rive GH :

$$M_t^{GH} \geq 1.097 M_{05} - \frac{M_G + M_H}{2} = 1.097 \times 12.98 - \frac{4.65 + 5.90}{2} = 8.96 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{GH} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{05} = 0.670 \times 12.98 = 8.70 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_t^{GH} = 8.96 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaires BC:

$$M_t^{BC} \geq 1.097 M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.097 \times 8.74 - \frac{4.65 + 5.19}{2} = 4.67 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{BC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.670 \times 8.74 = 5.86 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_t^{BC} = 5.86 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire CD :

$$M_t^{CD} \geq 1.097 M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.097 \times 12.98 - \frac{5.19 + 7.86}{2} = 7.71 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{GH} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.670 \times 12.98 = 8.70 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_t^{CD} = 7.71 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire DE:

$$M_t^{DE} \geq 1.097 M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1.097 \times 19.66 - \frac{7.86 + 7.86}{2} = 13.71 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{DE} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{04} = 0.670 \times 19.66 = 13.17 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_t^{DE} = 13.71 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire EF :

$$M_t^{EF} \geq 1.097 M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} = 1.097 \times 12.97 - \frac{7.86 + 5.19}{2} = 7.70 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{EF} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{05} = 0.670 \times 12.97 = 8.69 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_t^{EF} = 8.69 \text{ KN.m}$

Travée intermediaires FG :

$$M_t^{FG} \geq 1.097 M_{06} - \frac{M_F + M_G}{2} = 1.097 \times 8.74 - \frac{5.19 + 4.65}{2} = 4.67 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{EF} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{06} = 0.670 \times 8.74 = 5.86 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_t^{FG} = 5.86 \text{ KN.m}$

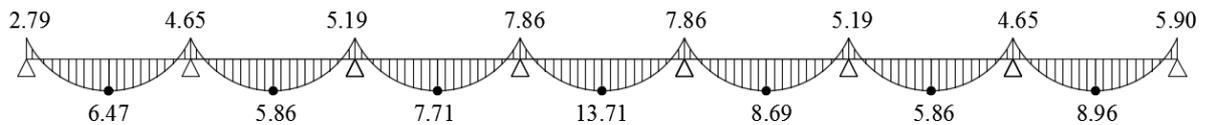


Figure III.2.11 .diagramme des moments fléchissant à L'ELS (KN.m)

Etude de l'effort tranchant à ELS :

Etude de la travée AB :

$$V_A = \frac{4.65 - 2.79}{3.30} + \frac{6.83 \times 3.30}{2} = \mathbf{11.83 \text{ KN}}$$

$$V_B = \frac{4.65 - 2.79}{3.30} - \frac{6.83 \times 3.30}{2} = \mathbf{-10.71 \text{ KN}}$$

Etude de la travée BC :

$$V_B = \frac{5.19 - 4.65}{3.20} + \frac{6.83 \times 3.20}{2} = \mathbf{11.10 \text{ KN}}$$

$$V_C = \frac{5.19 - 4.65}{3.20} - \frac{6.83 \times 3.20}{2} = \mathbf{-10.76 \text{ KN}}$$

Etude de la travée CD :

$$V_C = \frac{7.86 - 5.19}{3.90} + \frac{6.83 \times 3.90}{2} = \mathbf{14.00 \text{ KN}}$$

$$V_D = \frac{7.86 - 5.19}{3.90} - \frac{6.83 \times 3.90}{2} = \mathbf{-12.63 \text{ KN}}$$

Etude de la travée DE :

$$V_D = \frac{7.86 - 7.86}{4.80} + \frac{6.83 \times 4.80}{2} = \mathbf{16.39 \text{ KN}}$$

$$V_E = \frac{7.86 - 7.86}{4.80} - \frac{6.83 \times 4.80}{2} = \mathbf{-16.39 \text{ KN}}$$

Etude de la travée EF :

$$V_E = \frac{5.19-7.86}{3.90} + \frac{6.83 \times 3.90}{2} = \mathbf{12.63 \text{ KN}} .$$

$$V_F = \frac{5.19-7.86}{3.90} - \frac{6.83 \times 3.90}{2} = \mathbf{-14.00 \text{ KN}} .$$

Etude de la travée FG :

$$V_F = \frac{4.65-5.19}{3.20} + \frac{6.83 \times 3.20}{2} = \mathbf{10.76 \text{ KN}} .$$

$$V_G = \frac{4.65-5.19}{3.20} - \frac{6.83 \times 3.20}{2} = \mathbf{-11.10 \text{ KN}} .$$

Etude de la travée GH :

$$V_G = \frac{5.90-4.65}{3.30} + \frac{6.83 \times 3.30}{2} = \mathbf{11.65 \text{ KN}} .$$

$$V_H = \frac{5.90-4.65}{3.30} - \frac{6.83 \times 3.30}{2} = \mathbf{-10.90 \text{ KN}} .$$

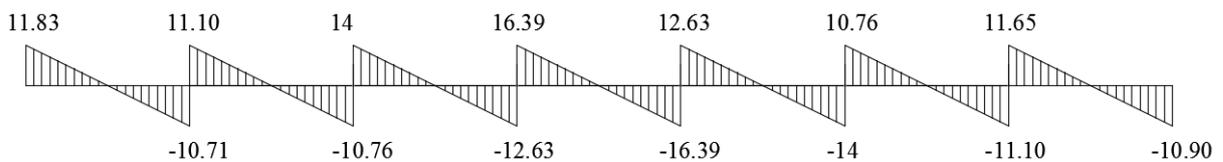
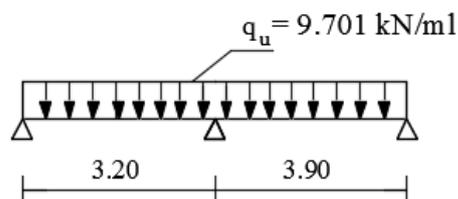


Figure III.2.12. diagramme des efforts tranchant (KN) à L'ELS

Pour la poutre continue reposant sur 3 appuis :



Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{9.701 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.837) - (-1.164)}{3.20} = \mathbf{14.99 \text{ KN}}$$

$$T_C = - \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = - \frac{9.701 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.837) - (-1.164)}{3.20} = \mathbf{-16.04 \text{ KN}}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{9.701 \times 3.90}{2} + \frac{(-1.418) - (-2.837)}{3.90} = 19.28 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{9.701 \times 3.90}{2} + \frac{(-1.418) - (-2.837)}{3.90} = -18.55 \text{ KN}$$

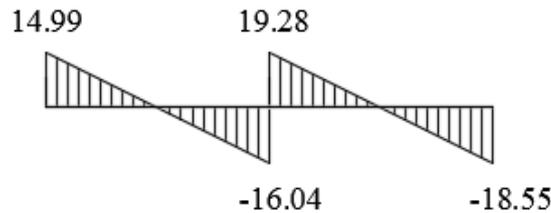


Figure III.2.13. diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN)

- Calcul a l'ELS :

calcul des moments isostatiques :

$$M_{02} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{6.825 \times 3.20^2}{8} = 8.74 \text{ KN/ml}$$

$$M_{03} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{6.825 \times 3.90^2}{8} = 12.98 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des moments fléchissant :

Les moments aux appuis :

$$M_B = 0.3 M_{0,2} = 0.3 \times 8.74 = 2.62 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.6 \text{ Max}(M_{0,2} ; M_{0,3}) = 0.6 \times 12.98 = 7.79 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3 M_{0,3} = 0.3 \times 12.98 = 3.89 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée :

Travée de rive BC :

$$M_t^{BC} \geq 1.097 M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.097 \times 8.74 - \frac{2.62 + 7.79}{2} = 4.38 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{BC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.670 \times 8.74 = 5.86 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 5.86 \text{ KN.m}$

Travée de rive CD :

$$M_t^{CD} \geq 1.097 M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.097 \times 12.98 - \frac{7.79 + 3.89}{2} = 8.40 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{CD} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.670 \times 12.98 = 8.70 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 8.70 \text{ KN.m}$

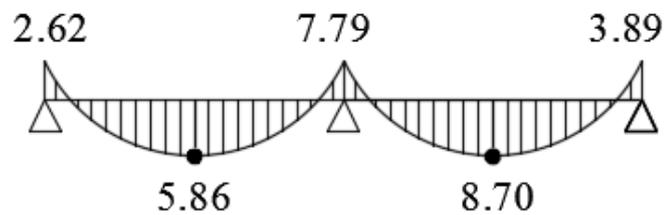


Figure III.2.14. diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN)

- Calcul de l'effort tranchant à l'ELS :

Etude de la travée BC:

$$V_B = \frac{7.79 - 2.62}{3.20} + \frac{6.83 \times 3.20}{2} = 12.54 \text{ KN.}$$

$$V_C = \frac{7.79 - 2.62}{3.20} - \frac{6.83 \times 3.20}{2} = -9.31 \text{ KN.}$$

Etude de la travée CD :

$$V_C = \frac{3.89 - 7.79}{3.90} + \frac{6.83 \times 3.90}{2} = 12.32 \text{ KN.}$$

$$V_D = \frac{3.89 - 7.79}{3.90} - \frac{6.83 \times 3.90}{2} = -14.32 \text{ KN.}$$

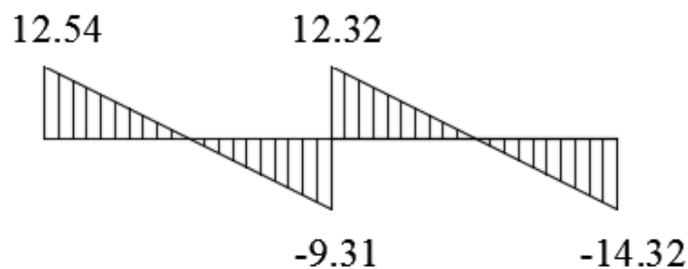


Figure III.2.15. diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

○ **Ferraillage à l'ELU :**

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis.

Armatures longitudinales :

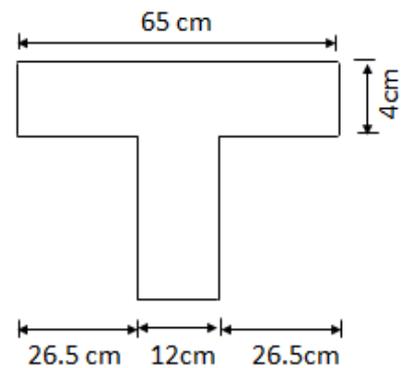
En travée : $M_t^{\max} = 20.702 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a^{\max} = 11.175 \text{ KN.m}$

▪ **En travée :**

Si $M_t^{\max} > M_{tab} \rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.

Si $M_t^{\max} \leq M_{tab} \rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.



- moment équilibre par la table de compression

$$M_{tab} = bh_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$$

$$M_{tab} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} \leq M_{tab} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (bxh)= (65x20)

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.702 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.069 < 0.392 \rightarrow \beta = 0.965$$

$\mu < \mu_l$: La section est simplement armée

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{20.702 \times 10^3}{0.965 \times 18 \times 348} = 3.35 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- *aux appuis :*

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.175 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.037 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.981$$

$$\mu_b < \mu_l \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.175 \times 10^3}{0.981 \times 18 \times 348} = 1.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

- **armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales ne doit pas dépasser l'une des valeurs suivantes :

$$\varnothing \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing_l^{\max} \right\} \quad (\text{Article A.7.2.12, BAEL91})$$

Avec h : hauteur totale de la poutre

b₀ : largeur de l'âme

ϕ_l^{max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales

$$\varnothing = \text{Min} \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\text{On choisit un cadre de diamètre de 6mm , } A_t = 2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

- l'espacement des cadres :

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d ; 40\text{cm}) = \text{Min} (0.9 \times 18 ; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit un espacement } S_t = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en HA8 ; avec un espacement de 15 cm.

✓ Vérification a l'ELU :

i. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91.A 4.2 .1)

• Calcul de la section minimale

$$A_{min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- En travée : $A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$.

$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.41 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- Aux appuis : $A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$.

$A_a = 2.26 > A_{st}^{min} = 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

ii. Vérification aux cisaillements (ART 5.1.211BAEL 91 modifiée 99)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 x d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 23.28 \text{ KN}$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 x d} = \frac{23.28 \times 10^3}{120 \times 180} = 1.08 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée ; pas de risque de cisaillement.

- Vérification de la contrainte d'adhérence (ART6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

Ψ_s : coefficient de scellement HA

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 16 = \mathbf{150.72 \text{ mm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.28 \times 10^3}{0.9 \times 150.72 \times 180} = \mathbf{0.95 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{0.95 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 1 \times 3.14 \times 16 = \mathbf{50.24 \text{ mm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.28 \times 10^3}{0.9 \times 50.24 \times 180} = \mathbf{2.86 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{2.86 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22.BAEL 91 modifiée 99)**

La longueur de l’ancrage droit nécessaire :

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.

$$\tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = \mathbf{2.84 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = \mathbf{42.25 \text{ cm}}$$

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_{ad} » est au moins égale à $0.4 \cdot l_s$ pour les aciers H.A.

Donc :

$$L_{ad} = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.25 = \mathbf{16.90 \text{ cm}}$$

On opte pour $L_{ad} = 17 \text{ cm}$

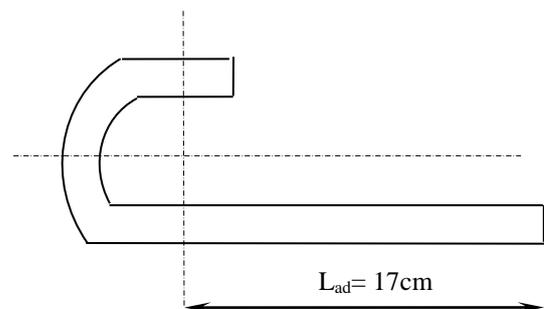


Figure III.2.16. Longueur de scellement

- Influence de l'effort tranchant :

- Sur les aciers (art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)

- Appuis de rive :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_a^{max}}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(18.55 - \frac{11.066 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \times \frac{1.15}{40} = -1.43 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 > A = -1.43 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- Appuis intermédiaire :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_a^{max}}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(23.28 - \frac{11.175 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \times \frac{1.15}{40} = -1.32 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 > A = -1.32 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Les armatures calculées sont suffisants.

- Sur le béton (BAEL91/99 art A5.1.313)

$$\frac{2T_{max}}{0.9 b_0 d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T \leq \frac{0.8 \times 0.9}{2} \times \frac{f_{c28} d b_0}{\gamma_b} = 0.36 \times \frac{f_{c28} d b_0}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0.36 \times 25 \times 12 \times 18}{1.5} \times 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$T_{max} = 23.28 \text{ KN} < T = 129.6 \text{ KN}$ condition vérifiée

✓ Vérification à l'ELS :

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: Dans le béton

- En travée :

Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{A_a \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec } M_t^{max} = 13.71 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \quad ; \quad d = 18 \text{ cm}$$

β_1 est en fonction de ρ_1

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = \mathbf{2.792}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.804 \\ k_1 = 10.51 \end{array} \right. \implies \text{par interpolation à partir des tableau, à L'ELS}$$

$$\sigma_{st} = \frac{13.71 \times 10^3}{3.39 \times 0.804 \times 18} = \mathbf{157.12 \text{ MPa}} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = 157.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{10.51} = \mathbf{0.095}$$

$$\sigma_{bc} = 0.095 \times 157.12 = \mathbf{14.93 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 14.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

- Aux appuis :

Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{A_a \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec } M_a^{max} = 7.86 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_a = 2.26 \text{ cm}^2 \quad ; \quad d = 18 \text{ cm}$$

β_1 est en fonction de ρ_1

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = \mathbf{1.046}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.858 \\ k_1 = 20.21 \end{array} \right. \implies \text{Par interpolation à partir des tableaux, à L' ELS}$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.86 \times 10^3}{2.26 \times 0.858 \times 18} = \mathbf{225.19 \text{ MPa}} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = 225.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{20.21} = \mathbf{0.049}$$

$$\sigma_{bc} = 0.047 \times 225.19 = \mathbf{11.03 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{11.03 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

- **Etat limite d'ouverture :**

Le calcul a été fait en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable la poutrelle n'est pas exposée aux intempéries donc aucune vérification à effectuer.

- **Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :**

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. Lorsque 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 :

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

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{480} = 0.042.$
 $\frac{1}{22.5} = 0.044.$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \dots\dots\dots \mathbf{\underline{\text{Condition non vérifiée.}}}$$

- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{6.03}{12 \times 18} = 0.028.$
 $\frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009.$

$$\frac{A_s}{b_0.d} < \frac{3.6}{f_e} \quad \dots\dots\dots \mathbf{\underline{\text{Condition non vérifiée.}}}$$

- $\frac{M_t}{15.M_0} = \frac{13.71}{15 \times 19.66} = 0.046$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \dots\dots\dots \underline{\underline{\text{Condition non vérifiée}}}$$

Conclusion :

Les 3 conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche.

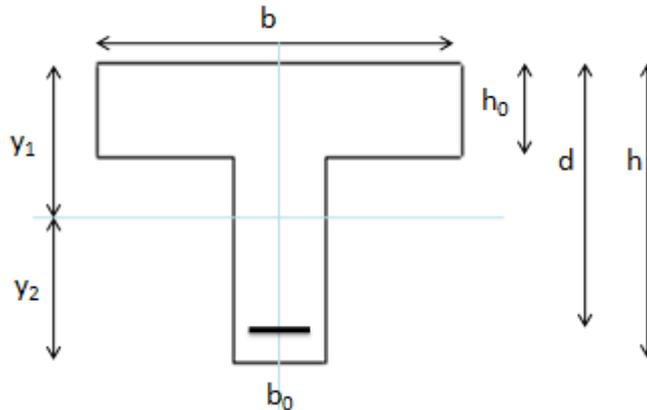


Figure III.2.18. Coupe schématique de la section en té (T).

- Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^2 I^2}{10 \times E_U I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4550}{500} = \mathbf{9.1mm}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

M_t^s : Moment fléchissant max à l'ELS.

E_U : Le module de déformation déferé :

$$E_U = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = \mathbf{10818.86 MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

I_f : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée. $I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v}$

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

μ, λ_v : Coefficients.

A_s : section d'armatures tendues ;

y_1 : position de l'axe neutre : $y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$ avec :

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité

de la section ;

$$B_0 = b_0 (h - h_0) + bh_0 + n A_t = 12 \times (20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 6.03 = 542.45 \text{ cm}^2$$

B_0 : section du béton ;

$$S_{xx} = b_0 h \frac{h}{2} + (b - b_0) h_0 \frac{h_0}{3} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{3} + 15 \times 6.03 \times 18 = 4310.77 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{4310.77}{542.45} = 7.95 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.95 = 12.05 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

Dans notre cas $A'_s = 0$:

$$I_0 = \frac{650 \times 20^3}{12} + 15 \left[6.03 \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 49122.13 \text{ cm}^4$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{13.71 \times 10^6}{0.804 \times 180 \times 3.39} = 15710.56 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.028} = 0.587$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right\} = \text{Max} \left\{ 0 ; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 15710.56 + 2.1} \right\} = 0.998$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1.1 \times 49122.13}{1 + 0.998 \times 0.587} = 34073.31 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{M_t^s l^2}{10 \times E_U I_{fv}} = \frac{13.71 \times 10^6 \times 4550^2}{10 \times 10818.86 \times 34073.31 \times 10^4} = 7.69 \text{ mm}$$

$f = 7.69 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9.1 \text{ mm}$ donc la condition de la flèche est vérifiée.

Conclusion générales :**❖ Armatures longitudinales :**

- en travée : 3 HA 12
- aux appuis : 2 HA 12

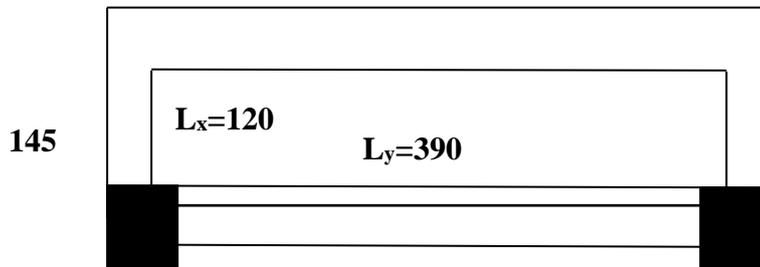
❖ Armatures transversale :

- étrier : 2HA8

❖ Treillis soudé : TS \emptyset 6 – 150 x 150

III.3 Calcul des portes à faux

Les portes à faux a calculés sont en dalle pleine de 15 cm (voir chapitre 2), ils reposent sur 3 appuis comme montré sans le schéma ci-dessous.



III.3.1 Détermination des Charges et surcharges

Poids de la dalle : $G=5.35\text{KN/m}^2$ (voir chapitre 2)

III.3.2 Combinaison de charges à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

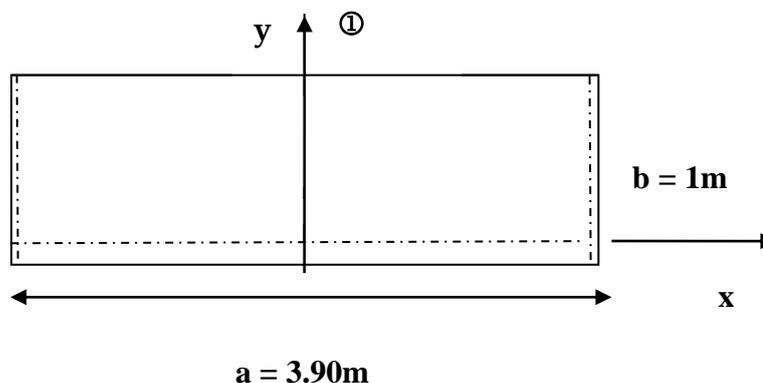
$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 1.5) \times 1 = 9.47\text{KN/ml}$$

III.3.3 Calcul des efforts internes

Le calcul se fera à l'aide des abaques de GALERKIN et HAHN (voir aide mémoire RDM Dunod)

Afin de faciliter les calculs nous allons considérer un panneau de dalle rectangulaire reposant sur 3 appuis comme montré dans le schéma ci-dessous :



$$\rho = b/a = 1/3.90 = \mathbf{0.256}$$

À partir du rapport b/a on tire des de l'abaque de GALERKIN et HAHN les coefficients $\beta_1, \beta_3, \lambda_1, \lambda_2$.

Après interpolation des coefficients on retrouve les valeurs suivantes :

$$\beta_1 = \mathbf{0.02}$$

$$\beta_3 = \mathbf{0.01}$$

$$\lambda_1 = \mathbf{0.18}$$

$$\lambda_2 = \mathbf{0.63}$$

III.3.3.1 Moments fléchissant

Autour de xx : le moment est max au niveau du point ①

$$M_x^{\max} = \beta_1 \cdot q \cdot a^2 = 0.02 \times 9.47 \times 3.90^2 = \mathbf{2.88 \text{ KN.m}}$$

❖ Autour de yy : le moment est max au centre du panneau

$$M_y^{\max} = \beta_3 \cdot q \cdot a^2 = 0.01 \times 9.47 \times 3.90^2 = \mathbf{1.44 \text{ KN.m}}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

❖ Autour de xx :

$$M_x = 0.85 \cdot M_x^{\max} = 0.85 \times 2.88 = \mathbf{2.45 \text{ KN.m}}$$

❖ Autour de yy :

$$M_y = 0.85 \cdot M_y^{\max} = 0.85 \times 1.44 = \mathbf{1.22 \text{ KN.m}}$$

III.3.3.2 Efforts tranchants

Dans le sens yy :

$$T_x = \lambda_2 \cdot q \cdot a \cdot b = 0.63 \times 9.47 \times 3.90 \times 1 = \mathbf{23.27 \text{ KN}}$$

Dans le sens xx :

$$T_y = \lambda_1 \cdot q \cdot a \cdot b = 0.18 \times 9.47 \times 3.90 \times 1 = \mathbf{6.65 \text{ KN}}$$

❖ **Ferraillage de la dalle**

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p=15\text{cm}$).

Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.22 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (120)^2} = 0,006 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,006 \Rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{1.22 \times 10^4}{348 \times 120 \times 0.997} = 0.29 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA10=3.92 cm²/ml ; Soit 1HA10 tous les 20cm.**

Armatures de répartition :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2.45 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (120)^2} = 0.012 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,012 \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{2.45 \times 10^4}{348 \times 120 \times 0.994} = 0.59 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8=2.01cm²/ml ; Soit 1HA8 tous les 25cm.**

❖ **Vérification à l'ELU**

A) Espacement des armatures :

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

Armatures principales \longrightarrow $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \sqrt$

Armatures de répartition \longrightarrow $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \sqrt$

B) Condition de non fragilité : (Art B.7.4 /BAEL91)

- **Dans le sens xx**

Les armatures tendues d'une section soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures suivants :

$$W_x > W_0 (3-\rho) / 2$$

Pour les aciers HA 400 \longrightarrow $W_0 = 0.0008$

$$W_0 (3-\rho) / 2 = \frac{0.0008 \left(3 - \frac{1}{3.90} \right)}{2} = \mathbf{0.001}$$

W_x : Rapport de la section tendue suivant xx par rapport à la section totale du béton.

$$W_x = \frac{A_x}{S} = \frac{2.01}{100 \times 15} = \mathbf{0.0013}$$

$$W_x > W_0 (3-\rho) / 2 \dots \dots \dots \checkmark$$

- **Dans le sens yy**

La section minimale suivant yy doit vérifier la condition suivante :

$$W_y > W_0$$

W_y : Rapport de la section tendue suivant yy par rapport à la section totale du béton.

$$W_y = \frac{A_y}{S} = \frac{3.92}{100 \times 15} = \mathbf{0.0026}$$

$$W_y > W_0 \dots \dots \dots \checkmark$$

III.3.3.3 Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91)

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$V_{max} = 23.27 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{23.27 \times 10^3}{1000 \times 150} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = \mathbf{0.155 \text{ Mpa.}}$$

$$0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{1.16 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \mathbf{\text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires} \checkmark}$$

III.3.3.4 Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

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

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de τ_{se} :

- Dans le sens yy

$$\sum U_i = 3.14 \times 5 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{6.65 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 157} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = 0.39 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entrainement des barres} \checkmark$$

- ❖ Dans le sens xx :

$$; \text{ Donc : } \tau_{se} = 2.14 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entrainement des barres} \checkmark$$

$$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.27 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 100.48}$$

III.3.3.5 Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

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

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

Calcul de τ_{su} :

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

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 16\text{cm}$**

III.3.3.6 Vérification à l'ELS

A) Combinaison de charges à l'ELS :

$$q_s = 5.35 + 1.5 = 6.85 \text{ KN/ml}$$

B) Moments fléchissant :

❖ Autour de xx : le moment est max au niveau du point ①

$$M_x^{\max} = \beta_1 \cdot q \cdot a^2 = 0.02 \times 6.85 \times 3.90^2 = 2.08 \text{ KN.M}$$

❖ Autour de yy : le moment est max au centre du panneau

$$M_y^{\max} = \beta_3 \cdot q \cdot a^2 = 0.01 \times 6.85 \times 3.90^2 = 1.04 \text{ KN.M}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

❖ Autour de xx :

$$M_x = 0.85 \cdot M_x^{\max} = 0.85 \times 2.08 = 1.77 \text{ KN.m}$$

❖ Autour de yy :

$$M_y = 0.85 \cdot M_y^{\max} = 0.85 \times 1.04 = 0.88 \text{ KN.m}$$

III.3.3.7 Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

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

III.3.3.8 Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

❖ **Dans le sens yy**

• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

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

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.92}{100 \times 12} \times 100 = 0.33$$

$$\rho_1 = 0.33 \Rightarrow k_1 = 40.56 \text{ et } \beta_1 = 0.910$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.77 \times 10^6}{0.910 \times 120 \times 392} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = 41.35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 41.35 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{41.35}{40.56} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = 1.02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.02 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

❖ **Dans le sens xx**

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.01}{100 \times 12} \times 100 = 0.169$$

$$\rho_1 = 0.169 \Rightarrow k_1 = 59.63 \text{ et } \beta_1 = 0.933$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.77 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 201} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = 78.65 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 78.65 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

- Contrainte dans le béton :

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{78.65}{59.63} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = 1.32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.32 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots\checkmark$$

III.3.3.9 Etat limite de déformation

- ❖ La flèche max est au niveau du pointⓄ , elle est donnée par la formule suivante:

$$f = \frac{\psi \cdot p \cdot \alpha^4}{E \cdot h^3}$$

À partir du rapport b/a on tire des de l'abaque de GALERKIN et HAHN le coefficient ψ .

Après interpolation on retrouve la valeur suivante : $\psi = 0.029$

$$f = \frac{0.029 \times 7.95 \cdot 10^{-3} \times 3900^4}{10819.150^3} = 1.46 \text{mm}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{1000}{500} = 2 \text{mm}$

Tapez une équation ici.

$$f = 1.46 \text{mm} > \bar{f} = 2 \text{mm} \dots\dots\dots \underline{\text{Flèche admissible.}}$$

Conclusion : Les portes a faux seront ferrailé comme suit

- **Parties supérieure et inférieure :**

Armatures principales (sens Y-Y) : 5HA10 avec st=20cm.

Armatures de répartition (sens X-X) : 4HA8 avec st=25 cm.

III.4 Calcul de la dalle de la salle machine

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (1.70×2.40) m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(2.40 \times 1.70) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

III.4.1 Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{30} = \frac{2.40}{30} = 0.08 \text{ m}$$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on opte une hauteur $h_t=20\text{cm}$

III.4.1.1 Calcul du panneau à l'ELU

❖ Calcul des efforts : le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL.91.

✓ **Principe de la méthode**

Soit (l_x) et (l_y) les distances mesurées entre nus d'appuis et 'q' la charge uniformément répartie par unité de longueur.

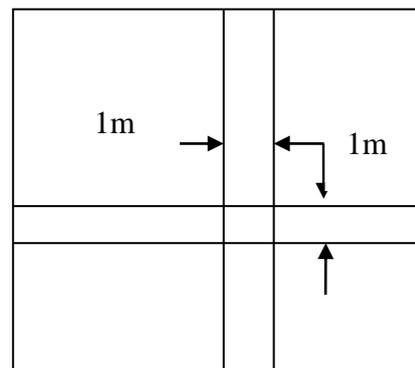
On suppose que le panneau soit simplement appui, on définit :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ Avec : } l_x < l_y$$

○ Si $\rho < 0.4$: le panneau travaille dans un seul sens (l_x) au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur.

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_{0x} = \frac{q(l_x)^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{cases}$$

○ Si $0.4 \leq \rho \leq 1$: le panneau de la dalle travaille dans les deux sens.



Sens l_x : $M_{0x} = \mu_x q (l_x)^2$

Sens $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

μ_x et μ_y : coefficient multiplicateur donnée en fonction de ρ et du coefficient de poisson ν tel

que :
$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

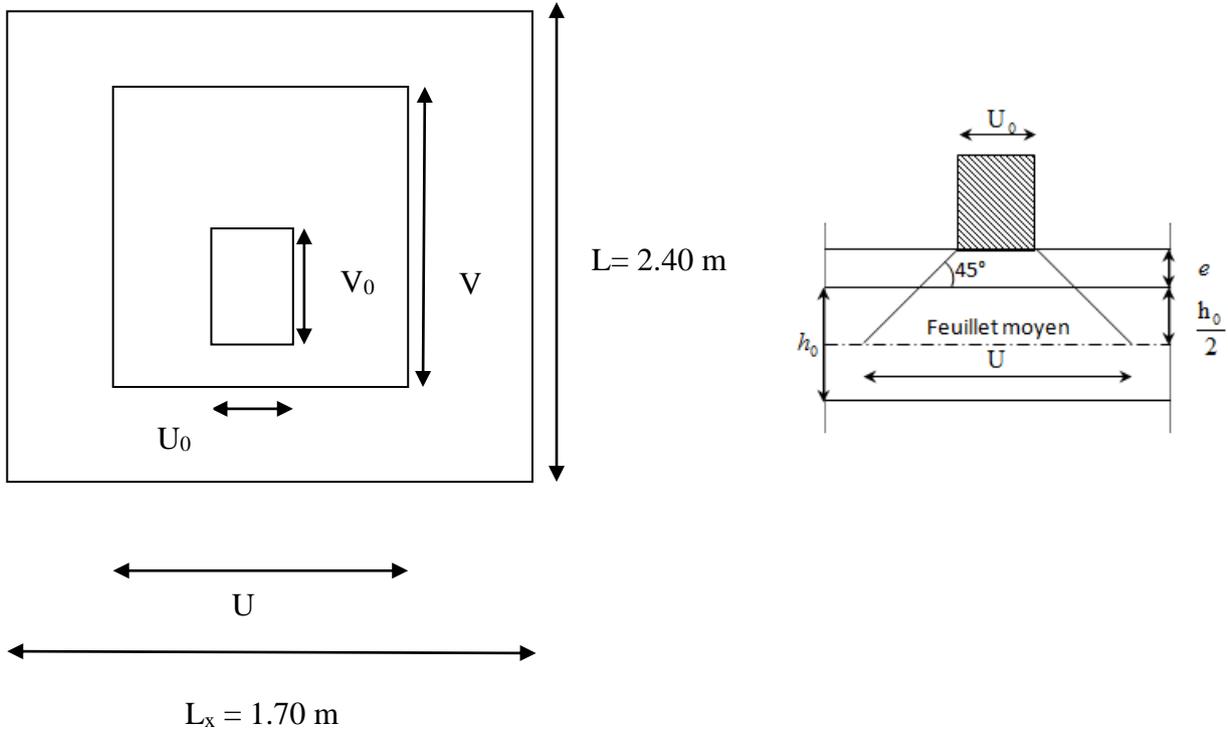


Figure III.4.1 schéma statique de la salle machine.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.70}{2.40} = 0.71 \rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} U_0 = 80 \text{ cm} \\ V_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

- Calcul de U et V :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} U = 105 \text{ cm} \\ V = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec 'e' : est l'épaisseur du revêtement

III.4.1.2 Détermination des sollicitations

- A l'ELU :

$$\begin{cases} P_u = 1.35P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ Kn/ml (charge concentrée du système de levage)} \\ q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(25 \times 0.015 + 22 \times 0.05 \times 1 \text{ ml}) + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ Kn/ml (charge uniformément répartie)} \end{cases}$$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1Kn/ml

➤ A l'ELS :

$$\begin{cases} P_s = P = 90 \text{ KN} \\ q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ Kn} \end{cases}$$

III.4.1.3 Calcul des moments

A. Les moments M_x et M_y dus au système de levage

Le calcul se fera en considération les deux bandes en flexion simple à l'ELU :

Avec ϑ : coefficient de poisson $\begin{cases} ELU \rightarrow \vartheta = 0 \\ ELS \rightarrow \vartheta = 0.2 \end{cases}$

M_1 et M_2 : coefficient donnés à partir des abaques de PIGEAUD suivant les rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

$$\begin{cases} M_{x1} = \rho \times (M_1 + \vartheta \times M_2) \\ M_{y1} = \rho \times (M_2 + \vartheta \times M_1) \end{cases}$$

Calcul des moments à l'ELU : $\vartheta = 0$:

$\rho = 0.71$ les tableaux de PIGEAUD nous donnent après double interpolation les valeurs de M_1 et M_2 suivantes :

$$\begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{170} = 0.61 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{240} = 0.44 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0.108 \\ M_2 = 0.068 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = p_u \times M_1 = 121.5 \times 0.108 = 13.122 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = p_u \times M_2 = 121.5 \times 0.068 = 8.262 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B. Les moment au poids propre de la dalle pleine :

$$\rho = 0.71 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.067 \\ \mu_y = 0.450 \end{cases}$$

On aura les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u (l_x)^2 = 0.067 \times 8.0475 \times (1.70)^2 = 1.56 \text{ Kn.m} \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.450 \times 1.56 = 0.702 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

C. Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_{x \text{ total}} = M_{x1} + M_{x2} = 13.122 + 1.56 = 14.682 \text{ Kn.m} \\ M_{y \text{ total}} = M_{y1} + M_{y2} = 8.262 + 0.702 = 8.964 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

D. correction des moments :

➤ En travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 14.682 = 12.48 \text{ Kn.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.964 = 7.62 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

➤ En appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 14.682 = -4.40 \text{ Kn.m} \\ M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 8.964 = -2.69 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

III.4.1.4 Ferrailage

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire.

1. Sens x-x :

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.48 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.056 < 0.392 \rightarrow \text{SSA d'ou } \beta = 0.971$$

$$A_x^t = \frac{12.48 \times 10^3}{0.971 \times 12.5 \times 348} = 2.95 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4\emptyset 10} \text{ (} A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \text{) avec un espacement } \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.40 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.020 < 0.392 \rightarrow \text{SSA d'ou } \beta = 0.990$$

$$A_x^a = \frac{4.40 \times 10^3}{0.990 \times 12.5 \times 348} = 1.02 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4\emptyset 10} \text{ (} A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \text{) avec un espacement } \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}$$

2. Sens y-y :

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_y^t}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{7.62 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392 \rightarrow SSA \text{ d'ou } \beta = 0.983$$

$$A_y^t = \frac{7.62 \times 10^3}{0.983 \times 12.5 \times 348} = 1.78 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4\emptyset 10} (A_s = 3.14 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_y^a}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{2.69 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \rightarrow SSA \text{ d'ou } \beta = 0.994$$

$$A_y^a = \frac{2.69 \times 10^2}{0.994 \times 12.5 \times 348} = 0.62 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4\emptyset 10} (A_s = 3.14 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}$$

III.4.1.5 Vérification à L'ELU

A. Condition de non fragilité : (BAEL 91/Art.7.4)➤ **Armature suivant x-x :**

$$w_x = \frac{A_x}{bh} \geq \frac{w_0 (3 - \rho)}{2}$$

Avec :

 A_x : Section minimale d'armatureur.

bh : section totale du béton

 w_0 : taux d'acier minimale = 0.0008 (acier HA FeE 400)

$$A_x \geq \frac{w_0 b h (3 - \rho)}{2} = \frac{0.0008 \times 100 \times 15 (3 - 0.71)}{2} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$A_{adopter} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_x = 1.37 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Donc la condition est vérifiée

➤ Armature suivant v-v :

$$w_y = \frac{A_y}{bh} \geq w_0 \longrightarrow A_y \geq w_0 bh$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopter} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_y = 1.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{donc la condition est vérifiée}$$

III.4.1.6 Vérification au cisaillement

➤ Effort tranchant (Art A.52.2)

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge **P**

- Au milieu de l_y :

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} \times 1 \text{ ml} = \frac{121.5}{2 \times 1.70 \times 2.40} = 14.89 \text{ KN .}$$

- Au milieu de l_x :

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} \times 1 \text{ ml} = \frac{121.5}{3 \times 2.40} = 16.88 \text{ KN}$$

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{24 \times 10^3}{1000 \times 12.5} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.4.1.7 Vérification de l'espacement

- Armature parallèles à la longueur la moins sollicitée :

$$ST_{max} \leq (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Armatures parallèles à la longueur la plus sollicitée :

$$ST_{max} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Sens l_x : $ST = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

Sens l_y : $ST = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

III.4.1.8 Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est vérifiée

$$\left(\begin{array}{l} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{avec } \alpha = \frac{\gamma}{d} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \end{array} \right)$$

III.4.2 Calcul des moments à L' ELS : $\vartheta = 0.2$

- Pour la charge concentrée : $p_s = 90 \text{ KN.m}$

Après double interpolation $\begin{cases} M_1 = 0.108 \\ M_2 = 0.068 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{x1} = p_s \times (M_1 + 0.2 \times M_2) = 90(0.108 + 0.2 \times 0.068) = 10.944 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = p_s \times (M_2 + 0.2 \times M_1) = 90(0.068 + 0.2 \times 0.108) = 8.064 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Pour le poids propre de la dalle : q_s

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Avec : $q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$

$$\rho = 0.71 \longrightarrow \text{du tableau } \begin{cases} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.596 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0731 \times 5.85 \times 1.70^2 = 1.24 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.596 \times 1.24 = 0.739 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments globaux :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.944 + 1.24 = 12.184 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.064 + 0.739 = 8.803 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments :**

Moment en travée : $M^t = 0.85 \times M$

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 12.184 = 10.36 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.803 = 7.483 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M^a = -0.3 \times M$

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 12.184 = -3.055 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 8.803 = -2.245 \text{ KN.m}$$

III.4.2.1 Vérification des contraintes

- Sens x-x :
- Aux appuis :

- Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 A^a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12.5} = 0.251$$

$$\begin{cases} K_1 = 47.50 \\ \beta_1 = 0.920 \end{cases} \longrightarrow \text{a partir des tableaux ; à L'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.055 \times 10^3}{0.920 \times 12.5 \times 3.14} = 84.60 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 84.60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{84.60}{47.50} = 1.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée}$$

- En travée :

- Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 A^t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12.5} = 0.251$$

$$\begin{cases} K_1 = 47.50 \\ \beta_1 = 0.920 \end{cases} \longrightarrow \text{a partir des tableaux ; à L'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.36 \times 10^3}{0.920 \times 12.5 \times 3.14} = 286.90 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 286.90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st} = \frac{286.90}{47.50} = 6.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- **Sens y-y :**
- **Aux appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100A^a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12.5} = 0.251$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 47.50 \\ \beta_1 = 0.920 \end{array} \right. \longrightarrow \text{a partir des tableaux ; à L'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.245 \times 10^3}{0.920 \times 12.5 \times 3.14} = 62.17 \text{ MPa} \text{ avec } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 62.17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition est vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{62.17}{47.50} = 1.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition est vérifiée}$$

- En travée :
- Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100A^a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12.5} = 0.251$$

$$\begin{cases} K_1 = 47.50 \\ \beta_1 = 0.920 \end{cases} \longrightarrow \text{a partir des tableaux à l'ELS .}$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.483 \times 10^3}{0.920 \times 12.5 \times 3.14} = 207.22 \text{ MPa avec } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 207.22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

- Contrainte dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{207.22}{47.50} = 4.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition est vérifiée}$$

III.4.2.2 Vérification de la flèche (état limite de déformation) (Art B.7.5 BAEL91 modifiée 99)

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{170} = 0.088 > \frac{M_t}{20 M_x} = \frac{10.36}{20 \times 12.184} = 0.043 \dots \text{la condition est vérifiée} \\ \frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 12.5} = 0.0025 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \text{la condition est vérifiée} \end{cases}$$

La flèche est vérifiée

❖ Armatures dans le sens x-x :

- En travée : 4HA10 (esp = 25 cm)
- Aux appuis : 4HA10 (esp = 25 cm)

❖ Armatures dans le sens y-y :

- En travée : 4HA10 (esp = 25 cm)
- Aux appuis : 4HA10 (esp = 25 cm)

III.5 Les escaliers

III.5.1 Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

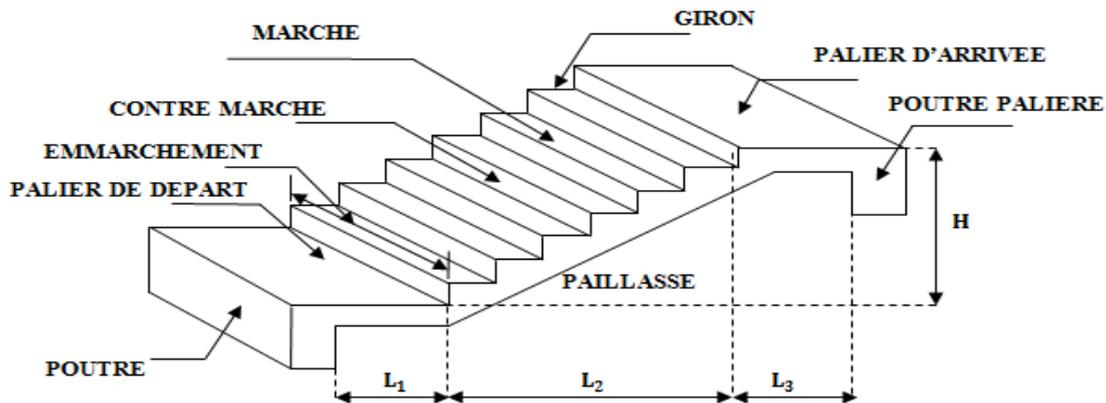


Figure III.5.1. Schéma statique d'escalier.

- g : giron (largeur des marches)
 - h : Hauteur des marches
 - E : Emmarchement
 - H : hauteur de la volée
 - e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
 - L_1 : longueur du palier de départ
 - L_2 : longueur projetée de la volée.
 - L_3 : longueur du palier d'arrivée.
- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
 - **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 séparant deux contre marches successives.
 - **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est l_m .

- **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
 - **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.
- ❖ L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, dont on constate qu'on a deux types :
 - ❖ L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, dont on constate qu'on a deux types :

Le type 1 qui est l'escalier du sous sol et RDC est à trois volées et deux paliers intermédiaires, et le type 2 qui représente l'escalier des autres niveaux, ils sont à deux volées et un palier intermédiaire

Nous calculerons l'escalier à trois volées et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers à deux volées.

III.5.2 Dimensionnement

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition :

$$g + 2h = 64\text{cm}$$

Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

g : Giron.

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **h=17cm** et un giron **g=30 cm**.

III.5.2.1 Calcul du nombre de contre marche et de marche

Soit **n** le nombre de contre marches, et **m** le nombre de marches.

$$H=374\text{cm} \quad ; \quad h=17\text{cm} \quad ; \quad \text{donc} \quad : \quad n = \frac{H}{h} = \frac{374}{17} \rightarrow \mathbf{n=22 \text{ contre marches.}}$$

Les 22 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 et 3** : n= 8 contre marches ; **Donc** : $m=n-1 = 7\text{marches.}$
- **Volée 2** : n= 6 contre marches ; **Donc** : $m=n-1 = 5\text{marches.}$

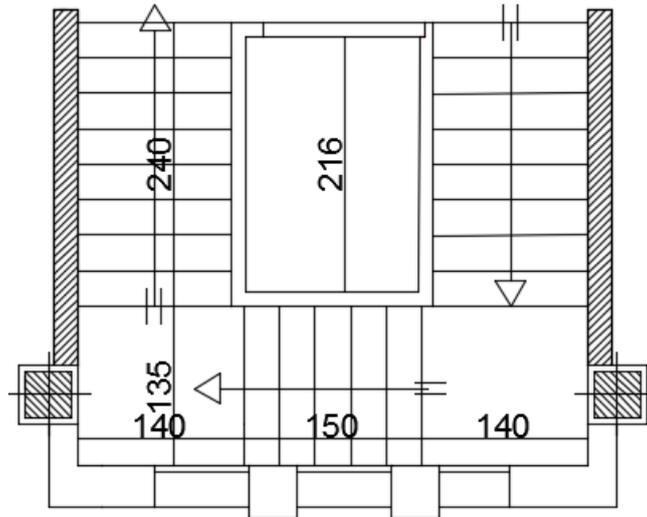
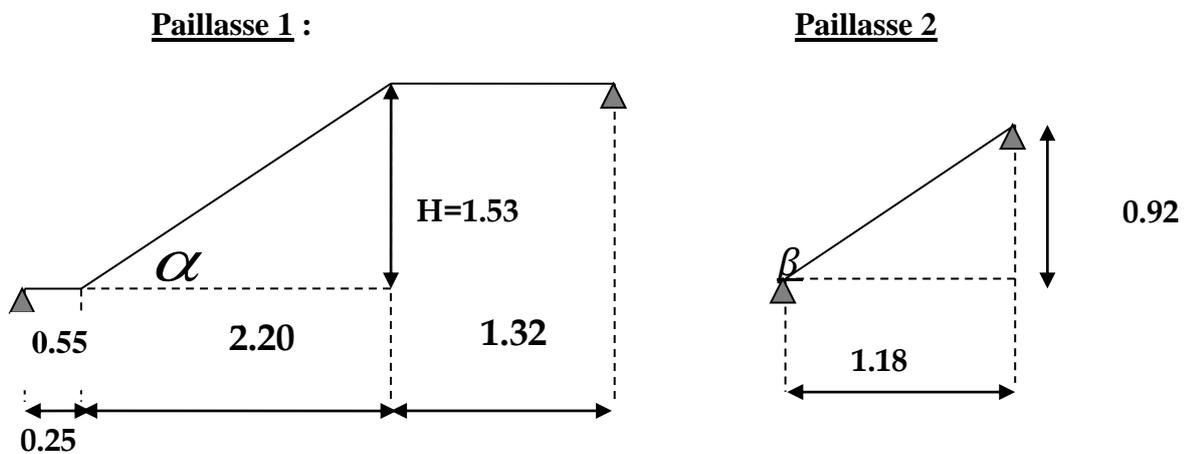


Figure III.5.2. Schéma statique d'un escalier de type '1'.

III.5.2.2 Dimensionnement de la paillasse

Nous allons étudier deux paillasse comme représenté dans le schéma suivant :



Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

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

Avec :

L_0 : la longueur de la paillasse.

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{220} = 0.70$$

$$\alpha = 34.99^\circ$$

$$L_0 = 0.55 + \frac{2.20}{\cos \alpha} + 1.32 = 4.55m$$

$$L_0 = 4.55m$$

$$\frac{4.55}{30} \leq e_p \leq \frac{4.55}{20}$$

$$\longrightarrow 0.15 \leq e_p \leq 0.23$$

On prend $e_p = 20\text{cm}$

Nous prenons une épaisseur de 20 cm pour tous les escaliers du bâtiment.

III.5.2.3 Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul s'effectuera ; pour une bonde de 1 m d'emmarchement et une bande de 1 m de projection horizontal de la volée en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

charge permanente :
a. Paillasse :

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Surface pour 1 ml m ²	Charge (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	25	$\frac{1 \times 0.20}{\cos 34.99} = 0.244$	6.10
Poids propre de la marche	25	$\frac{1 \times 0.17}{2} = 0.085$	2.125
Lit de sable	18	1 x 0.02	0.36
Carrelage vertical	20	1 x 0.01	0.2
Carrelage horizontal	20	1 x 0.01	0.2
Mortier vertical	22	1 x 0.01	0.2
Mortier horizontal	22	1 x 0.02	0.44
Enduit de ciment	22	$\frac{1 \times 0.02}{\cos 34.99} = 0.024$	0.528

Garde corps	-	-	0.2
	total		10.353

Tab .III.5.1- chargement de la volée

b. Le palier de repos :

Les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Surface pour 1 ml (m ²)	Charge (KN/ml)
Poids propre de palier	25	1 x 0.20	5.00
Lit de sable	18	1 x 0.02	0.36
Carrelage	20	1 x 0.01	0.20
Mortier de pose	22	1 x 0.02	0.44
Enduit ciment	22	1 x 0.02	0.44
	Total		6.44

Tab III.5.2- chargement du palier

Surcharge d’exploitation :

La surcharge d’exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du **(DTR B.C.2.2)** qui est la même pour la paillasse et le palier :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

III.5.2.4 Calcul à l’ELU

Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

➤ La paillasse :

$$q_u = 1.35 \times 10.353 + 1.5 \times 2.5 = 17.72 \text{ KN/ml}$$

➤ Le palier de repos :

$$q_u = 1.35 \times 6.44 + 1.5 \times 2.5 = 12.44 \text{ Kn/ml}$$

❖ Etude des paillasses 1 et 3 :

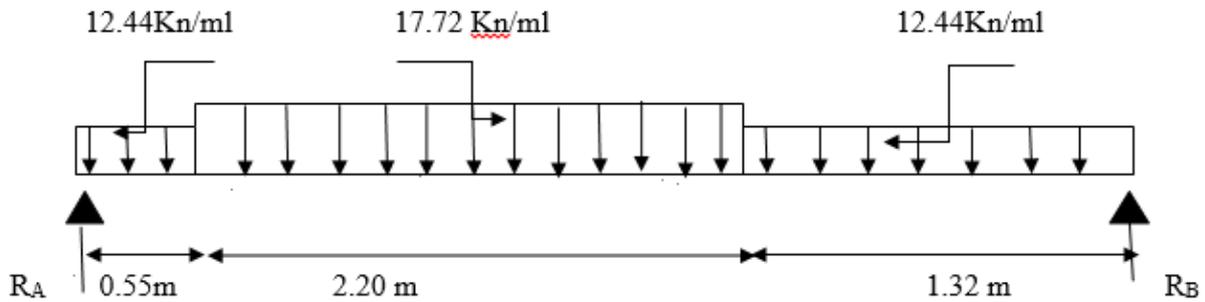


Figure III.5.3. schéma statique des escaliers à l'ELU.

a. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0$$

$$\sum F_y = R_A + R_B = (12.44 \times 0.55) + (17.72 \times 2.20) + (12.44 \times 1.32) = 62.24 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$-4.07 R_A + (12.44 \times 0.55 \times 3.795) + (17.72 \times 2.20 \times 2.42) + (12.44 \times 1.32 \times 0.66) = 0$$

$$R_B = 30.02 \text{ Kn}$$

$$R_A = 32.22 \text{ Kn}$$

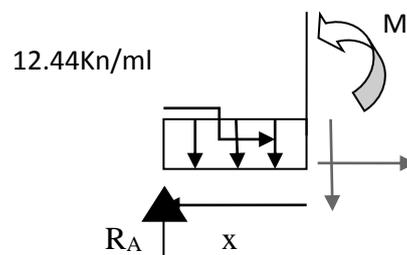
b. Effort interne:

1^{er} tronçon: $0 \leq x \leq 0.55 \text{ m}$:

▪ Effort tranchant : $T(x) = 32.22 - 12.44x$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 32.22 \text{ KN} \\ x = 0.55 & T(0.55) = 25.378 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ Moment fléchissant : $M(x) = 32.22x - 12.44 \frac{x^2}{2}$



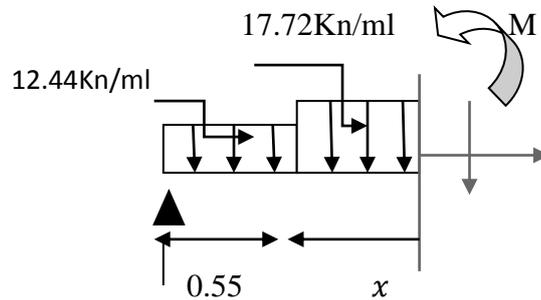
$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 0.55 & M(0.55) = 15.839KN \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2.20 \text{ m}$:

- Effort tranchant :

$$T(x) = 32.22 - (12.44 \times 0.55) - 17.72x$$

$$T_y = 25.378 - 17.72x$$



$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 25.378KN \\ x = 2.20 & T(2.20) = -13.606KN \end{cases}$$

- Moment fléchissant :

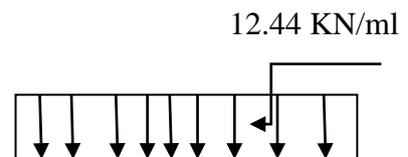
$$M(x) = R_A(0.55 + x) + \left(12.44 \times 0.55 \left(\frac{0.55}{2} + x \right) \right) + 17.72 \times \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$M(x) = -8.86 x^2 + 25.378x + 15.84$$

$$\begin{cases} M(0) = 15.84 \text{ KN.m} \\ M(2.20) = 28.789 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.32 \text{ m}$:

- Effort tranchant
 $T_y = -12.44x + 30.02$



$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 30.02KN \\ x = 1.32 & T(1.32) = 13.599KN \end{cases}$$

- Moment fléchissant

$$-M(x) + R_B x(x) - 12.44x \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$M(x) = -6.22x^2 + 30.02x$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = (1.32) & M(1.32) = 28.788 \text{ KN.m} \end{cases}$$

tronçons	Expression de T_y	Expression de M_x	x	T_y (KN)	M_x (KN.m)
$0 \leq x \leq 0.55$	$-12.44x + 32.22$	$-6.22x^2 + 32.22x$	0 0.55	32.22 25.378	0 15.839
$0 \leq 0 \leq 2.20$	$-17.72x + 25.378$	$-8.86x^2 + 25.378x + 15.84$	0 2.20	25.378 -13.606	15.84 28.789
$0 \leq 0 \leq 1.32$	$-12.44x + 30.02$	$-6.22x^2 + 30.02x$	0 1.32	30.02 13.599	0 28.788

$$T(x) = -17.72x + 25.378 \longrightarrow x = 1.43 \text{ m}$$

$$D'où : M_{max} = -8.86(1.43^2) + (25.378 \times 1.43) + 15.84 = 34.012 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque :**

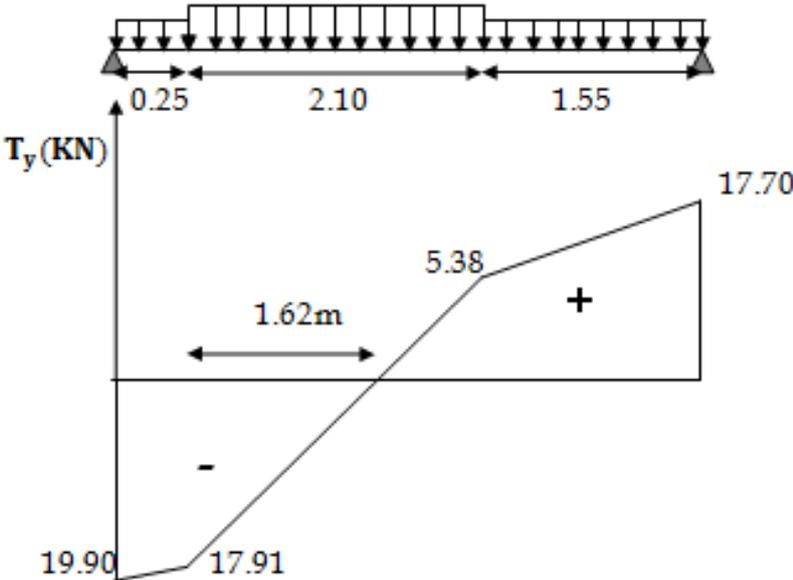
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_{umax} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

✓ **Le moment aux appuis :**

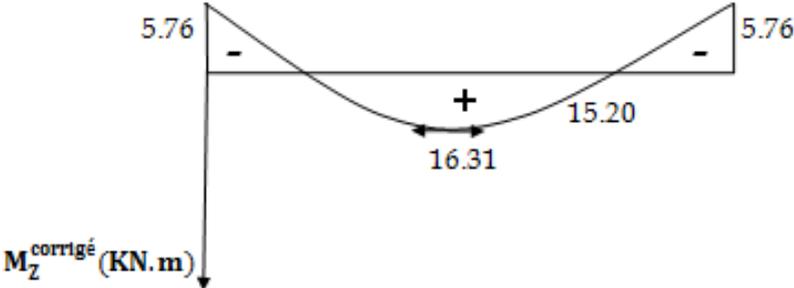
$$M_{umax}^A = -0.3M_{umax} = -0.3 \times 34.012 = -10.203 \text{ KN.m}$$

✓ **Le moment en travée :**

$$M_{umax}^T = 0.85 * M_{umax} = 0.85 \times 34.012 = 28.910 \text{ KN.m}$$

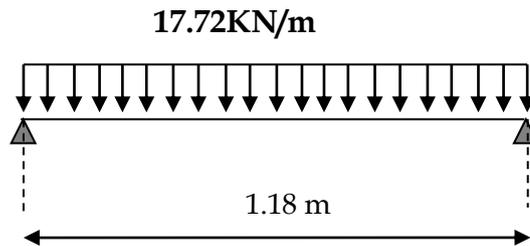


❖ Diagramme des efforts tranchants



❖ Diagramme corrigé moment fléchissant

❖ Etude de paillasse 2



a. Calcul les reaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{17.72 \times 1.18}{2} = 10.45 \text{ KN}$$

b. Calcul des efforts internes

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.18 \text{ m}$

- Pour $x=0 \rightarrow M=0$
- Pour $x=1.18 \rightarrow M=0$

M Atteint la valeur max à $x = \frac{1.18}{2} = 0.59 \text{ m}$.

$$M^{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{17.72 \times 1.18^2}{8} = 3.08 \text{ KN.m}$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -\frac{17.72 \times 1.18}{2} = -10.45 \text{ KN}$
- Pour $x=1.18 \rightarrow T_y = +\frac{17.72 \times 1.18}{2} = +10.45 \text{ KN}$

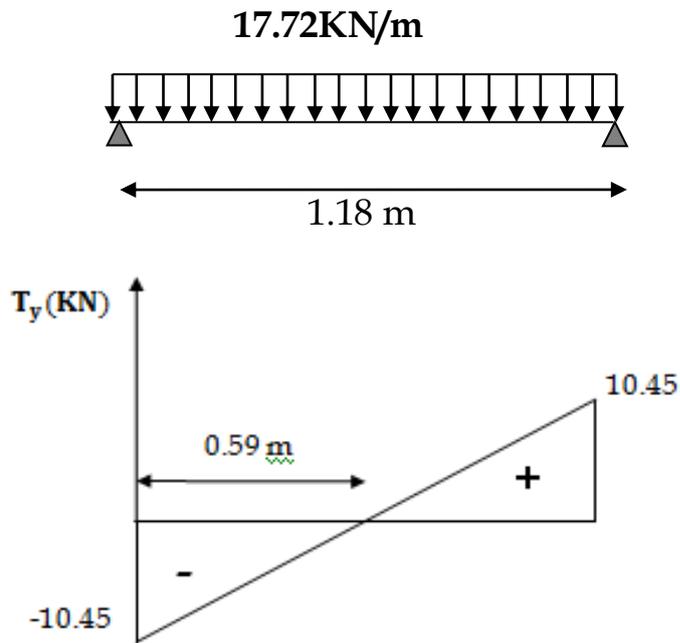
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

✓ **Le moment aux appuis :**

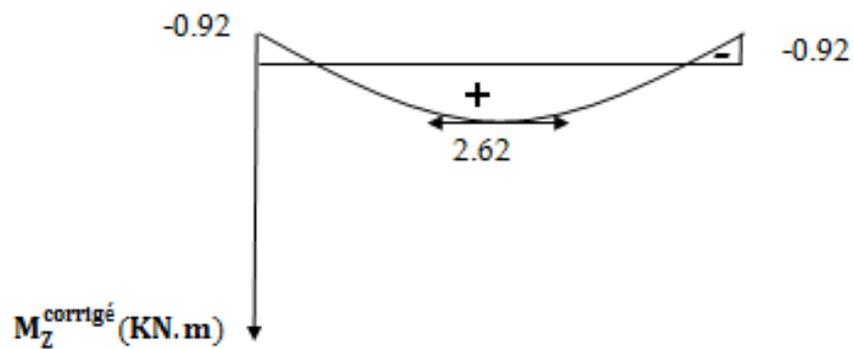
$$M_{max}^A = -0,3M^{max} = -0,3 \times 3.08 = -0.92 \text{ KN.m}$$

✓ **Le moment en travée :**

$$M_{max}^T = 0,85M^{max} = 0,85 \times 3.08 = 2.62 \text{ KN.m}$$



❖ Diagramme des Efforts internes:



❖ Diagramme Moment fléchissant

III.5.3 Calcul des armatures à L'ELU

○ Ferrailage des paillasses 1 et 3

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1m$) et d'épaisseur ($e_p=20cm$).

$b=100\text{ cm} ; h=20\text{ cm} ; d=18\text{ cm} ; c=2\text{ cm}$

A. En travée : $M_{umax}^t = 28.910\text{ KN.m}$

➤ **Armatures principales :**

$$\mu_A = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{28.910 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.062 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_A = 0.062 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A)

$\mu_A = 0.062 \longrightarrow$ a partir de tableau $\beta = 0.968$

$$A_p^t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{28.910 \times 10^3}{0.968 \times 18 \times 348} = 4.76\text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 6HA12 = 6.78 cm^2 avec un espacement de $St = 18\text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69\text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 = 3.14 cm^2 avec un espacement de $St = 25\text{ cm}$

B. Aux appuis : $M_{umax}^A = -10.203\text{ KN.m}$

➤ **Armatures principales :**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2f_{bu}} = \frac{10.203 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_A = 0.022 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A)

$\mu_A = 0.022 \longrightarrow$ a partir de tableau $\beta = 0.989$

$$A_p^A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.203 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement de St = 25 cm .

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

on opte pour une section d'armature 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement de St = 25 cm.

○ **Ferraillage de paillasse 2**

A. En travée : $M_{max}^t = 2.62 \text{ KN.m}$

➤ **Armature principale :**

$$\mu_A = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.62 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.006 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_A = 0.006 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section est simplement armée (S.S.A)}$$

$\mu_A = 0.006 \longrightarrow$ a partir de tableau $\beta = 0.997$

$$A_p^t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.62 \times 10^3}{0.997 \times 18 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement de St = 25 cm .

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement de St = 25 cm

B. Aux appuis : $M_{umax}^A = -0.92 \text{ KN.m}$

➤ **Armatures principales :**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.92 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.002 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_A = 0.002 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A)

$\mu_A = 0.002 \longrightarrow$ a partir de tableau $\beta = 0.999$

$$A_p^A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.92 \times 10^3}{0.999 \times 18 \times 348} = 0.14 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement de St = 25 cm .

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

on opte pour une section d'armature 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement de St = 25 cm.

III.5.4 Vérification à L'ELU**III.5.4.1 Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL91 modifiée art B.4.2.1)**

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Paillasse 1 et 3 :

✓ **En travée :** $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

✓ **Aux appuis :** $A_A = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Paillasse 2 :

✓ **En travée** : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

✓ **Aux appuis** : $A_A = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

A. Vérification aux cisaillements (art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} < \bar{\tau}_u \quad \text{avec } V_{max} = 32.22 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de la contrainte de cisaillement admissible** (fissuration peu nuisible) :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPA}\right)$$

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

➤ **Calcul de la contrainte de cisaillement :**

Paillasse 1 et 3 :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{32.22}{18 \times 100} \times 10 = 0.18 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée ; il n y a pas risque de cisaillement.

Paillasse 2 :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{10.45}{18 \times 100} \times 10 = 0.06 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée ; il n y a pas risque de cisaillement.

III.5.4.2 Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL99 ; art5-1-3)

Paillasse 1 et 3

➤ **Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que $V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28} ab}{\gamma_s}$ avec $a = 0.9d = 16.2\text{cm}$

$$V_u = 32.22 \leq 0.4 \frac{25 \times 16.2 \times 100}{1.5} \times 0.1 = 1080 \text{ KN}$$

$V_u = 33.42 \text{ KN} < 1080 \text{ KN}$ Condition vérifié

➤ **Influence sur les armatures :**

$$A_u \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{u\max}^A}{0.9d} \right) = \left(32.22 \times 10^3 + \frac{-10.203 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) \times \frac{1.15}{400} = -0.88 \text{ cm}^2$$

$A_u = 6.87 \text{ cm}^2 > A = -0.88 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Paillasse 2

➤ **Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que $V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28} ab}{\gamma_s}$ avec $a = 0.9d = 11.7 \text{ cm}$

$$V_u = 8.968 \leq 0.4 \frac{25 \times 11.7 \times 100}{1.5} \times 0.1 = 7800 \text{ KN}$$

$V_u = 8.968 \text{ KN} < 7800 \text{ KN}$ Condition vérifiée

➤ **Influence sur les armatures :**

$$A_u \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{u\max}^A}{0.9d} \right) = \left(8.968 \times 10^3 + \frac{-0.793 \times 10^6}{0.9 \times 130} \right) \times \frac{1.15}{400} = 0.06 \text{ cm}^2$$

$A_u = 3.14 \text{ cm}^2 > A = 0.06 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

**III.5.4.3 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (art6.1.3
BAEL 91 modifiée 99)**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ avec } \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1.5$: coefficient scellement HA.

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum U_i}$$

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

Paillasse 1 et 3

$$\sum U_i = n\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.22 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 226.08} = 0.879 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.879 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Paillasse 2

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.45 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 0.514 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.514 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.5.4.4 Vérification des espacements des barres

- Armatures principale : $St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Aux appuis $St = 18 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

En travée $St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

La condition est vérifiée

- Armatures de répartition : $St \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Aux appuis $St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

En travée $St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

La condition est vérifiée

III.5.4.5 Calcul de la longueur de scellement droit (art6.1.22 BAEL91 modifiée99)

Paillasse 1 et 3 :

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} \text{ Avec } \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \text{ On prend } l_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0,4 l_s pour les aciers HA. $La = 0,4 l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$.

Paillasse 2 :

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} \text{ Avec } \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.25 \text{ cm} \text{ On prend } l_s = 40 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0,4 l_s pour les aciers HA. $L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 40 = 16$ cm.

III.5.5 Calcul à L’ELS

III.5.5.1 Combinaison de charge

$$q_s = G + Q$$

- La paillasse :
 $q_s = 10.353 + 2.5 = 12.853 \text{ KN/ml}$
- Le palier de repos :
 $q_s = 6.44 + 2.5 = 8.94 \text{ KN/ml}$

III.5.5.2 Effort internes

Etude des paillasses 1 et 3 :

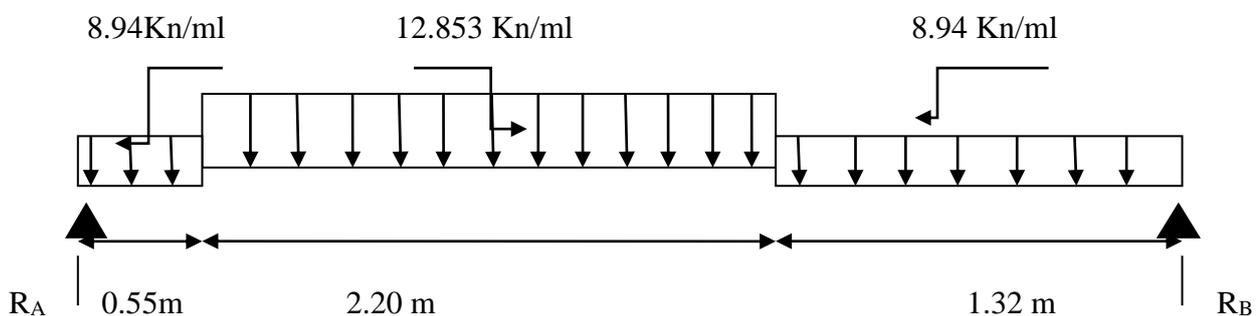


Figure III.5.3. schéma statique des escaliers à l’ELS.

III.5.5.3 Calcul les réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = (8.94 \times 0.55) + (12.853 \times 2.20) + (8.94 \times 1.32)$$

$$R_A + R_B = 44.994 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \longrightarrow -R_A \times 4.07 + (8.94 \times 0.55 \times 3.795) + (12.853 \times 2.20 \times 2.42) + (8.94 \times 1.32 \times 0.66) = 0$$

$$R_A = \frac{94.877}{4.07} = 23.311 \text{ KN}$$

$$R_B = 44.994 - R_A = 44.994 - 23.311 = 21.683 \text{ KN}$$

$$R_A = 23.311 \text{ KN}$$

$$R_B = 21.683 \text{ KN}$$

1^{er} Tronçon : $0 \leq x \leq 0.55 \text{ m}$

Moment fléchissant :

$$M - R_A x + 8.94 \frac{x^2}{2}$$

$$M = 23.311x - 4.47x^2$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ x = 0.55 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(0.55) = 11.468 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$-T_y + R_A - 8.94x$$

$$T_y = 23.311 - 8.94x$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ x = 0.55 \end{cases} \begin{cases} T_y(0) = 23.311 \text{ KN.m} \\ T_y(0.55) = 18.394 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{eme} Tronçon : $0 \leq x \leq 2.20 \text{ m}$

Moment fléchissant :

$$M - R_A x(0.55 + x) + (8.94 \times 0.55(0.275 + x)) + (12.853x^2)$$

$$M = -12.853x^2 + 18.394x + 11.469$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ x = 2.20 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M(0) = 11.469 \text{ KN.m} \\ M(2.20) = -10.272 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$-T_y + R_A - (8.94 \times 0.55) - (12.853 x)$$

$$T_y = 18.394 - 12.853x$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ x = 2.20 \end{cases} \begin{cases} T_y(0) = 18.394 \text{ KN.m} \\ T_y(2.20) = -9.882 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{em} Tronçon : $0 \leq x \leq 1.32 \text{ m}$

Moment fléchissant :

$$-M + R_B x - 8.94 \frac{x^2}{2}$$

$$M = 21.683x - 4.47x^2$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ x = 1.32 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.32) = 20.833 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$-T_y + R_B - (8.94x)$$

$$T_y = 21.683 - 8.94x$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ x = 1.32 \end{cases} \begin{cases} T_y(0) = 21.683 \text{ KN.m} \\ T_y(1.32) = 9.882 \text{ KN.m} \end{cases}$$

tronçon	Expression de T_y	Expression de M_x	x	$T_y(x)$	M_x (KN.m)

$0 \leq x \leq 0.55$	$23.311 - 8.94x$	$23.311x - 4.47x^2$	0 0.55	23.311 18.394	0 11.468
$0 \leq x \leq 2.20$	$18.394 - 12.853x$	$-12.853x^2 + 18.394x + 11.469$	0 2.20	18.394 -9.882	11.469 -10.272
$0 \leq x \leq 1.32$	$21.683 - 8.94x$	$21.683x - 4.47x^2$	0 1.32	21.683 9.882	0 20.833

$$T(x) = 18.394 - 12.853x \longrightarrow x = 1.43 \text{ m}$$

$$D'où : M_{max} = -12.853x \cdot 1.43^2 + (18.394 \cdot 1.43) + 11.469 = 11.489 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_{umax} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

✓ **Le moment aux appuis :**

$$M_{smax}^A = -0.3M_{smax} = -0.3 \times 11.489 = -3.446 \text{ KN.m}$$

✓ **Le moment en travée :**

$$M_{smax}^T = 0.85 * M_{smax} = 0.85 \times 11.489 = 9.765 \text{ KN.m}$$

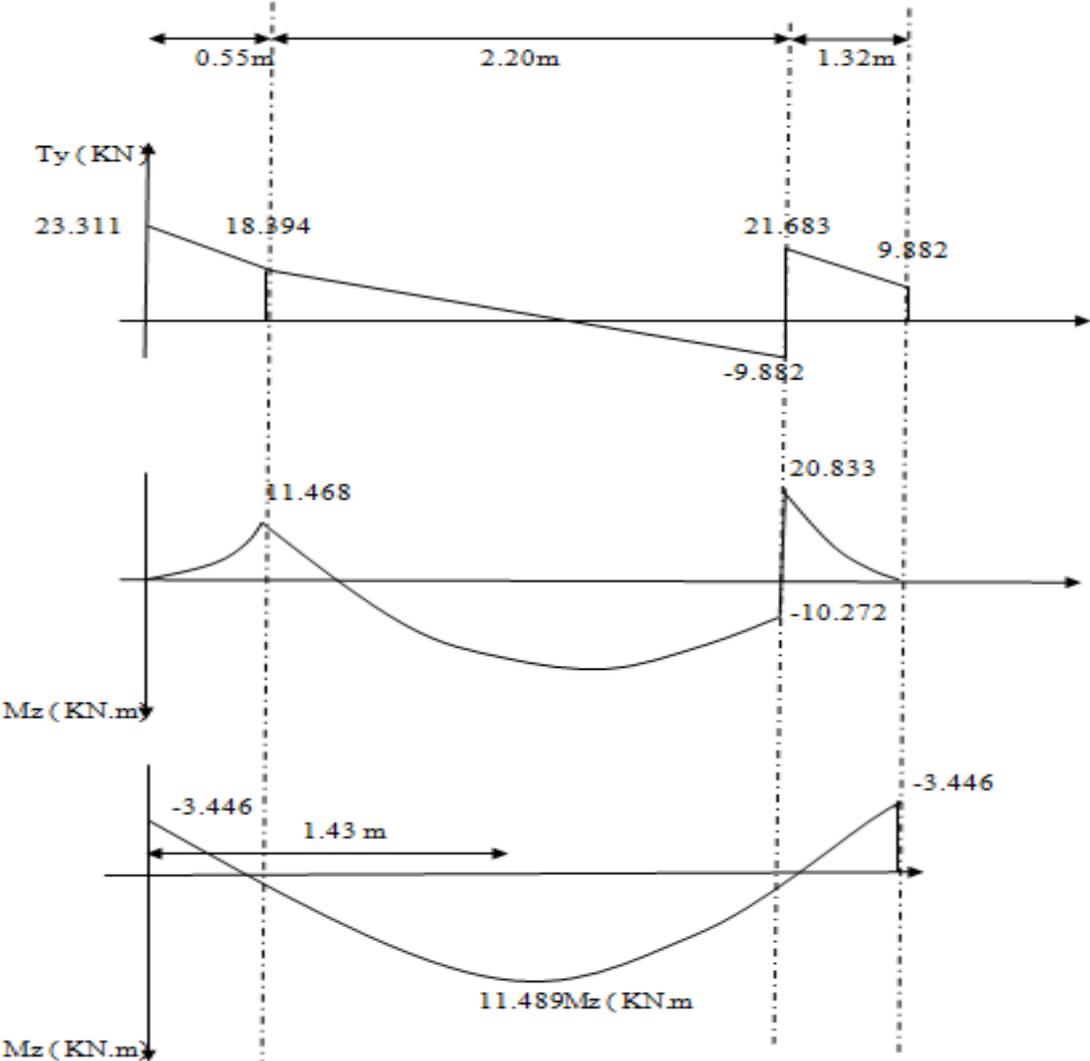
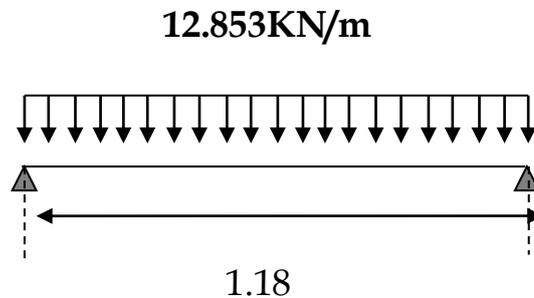


Figure III.5.4. Diagrammes des efforts internes de l'escalier à l'ELS

Etude des paillasses 2 :

a. Calcul les reaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{12.853 \times 1.18}{2} = 7.583 \text{ KN}$$

b. Calcul des efforts internes
Troncan 1 : $0 \leq x \leq 1.18 \text{ m}$

- Pour $x=0 \rightarrow M=0$
- Pour $x=1.18 \rightarrow M=0$

M Atteint la valeur max à $x = \frac{1.18}{2} = 0.59 \text{ m}$.

$$M^{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{12.853 \times 1.18^2}{8} = 2.237 \text{ KN.m}$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -\frac{12.853 \times 1.18}{2} = -7.583 \text{ KN}$
- Pour $x=1.18 \rightarrow T_y = +\frac{12.853 \times 1.18}{2} = +7.583 \text{ KN}$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

✓ **Le moment aux appuis :**
 $M_{smax}^A = -0,3M^{max} = -0,3 \times 2.237 = -0.671 \text{ KN.m}$

✓ **Le moment en travée :**
 $M_{smax}^T = 0,85M^{max} = 0,85 \times 2.237 = 1.901 \text{ KN.m}$

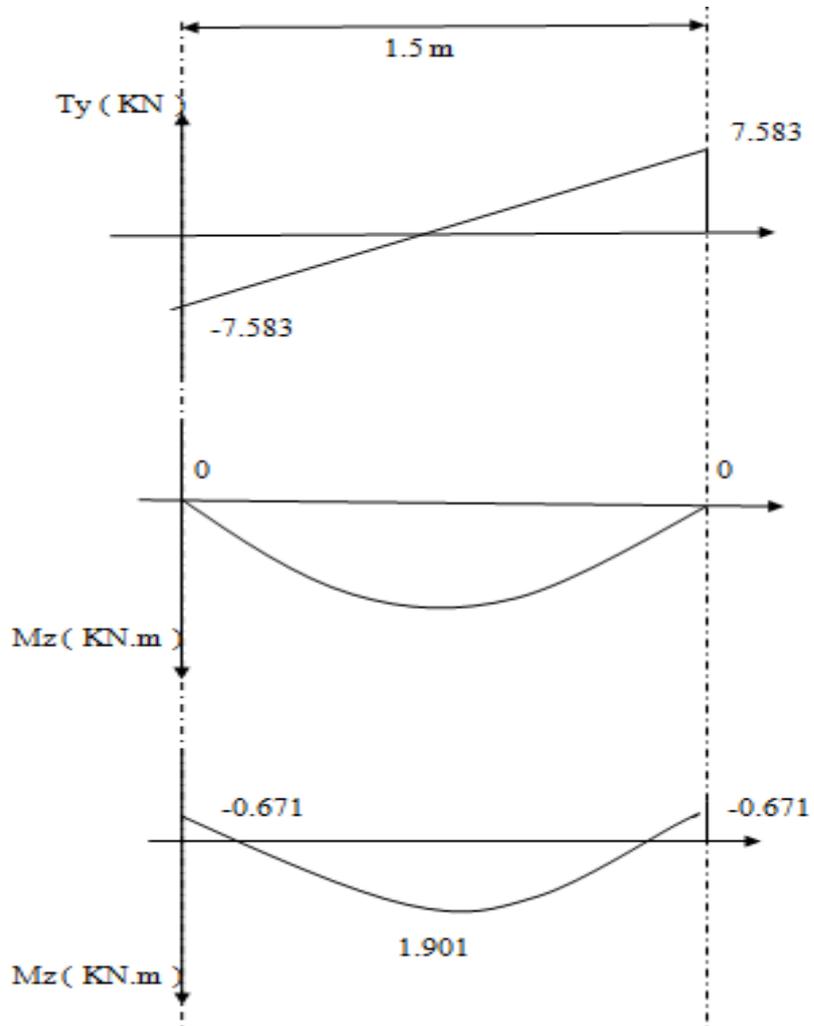


Figure III.5.4. Diagrammes des efforts internes de l'escalier à l'ELS

III.5.6 Vérification à L'ELS

III.5.6.1 Vérification de la section résistance à la compression du béton (BAEL91/art4.5.2)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} : \text{Dans les aciers}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} : \text{Dans le béton}$$

Paillasse 1 et 3

➤ En travée :

a. Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} \quad \text{Avec : } A_t = 6.87 \text{ cm}^2 ; M_t = 9.765 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.87}{100 \times 18} = 0.381$$

$$\begin{cases} K_1 = 37.63 \\ \beta_1 = 0.905 \end{cases} \text{ a partir des tableaux à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.765 \times 10^3}{6.87 \times 0.905 \times 18} = 87.256 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 87.256 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K * \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{39.35} = 0.025$$

$$\sigma_{bc} = 0.025 * 335.62 = 8.390 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.390 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

a. Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} \quad \text{Avec : } A_A = 3.14 \text{ cm}^2 ; M_A = -3.446 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\begin{cases} K_1 = 58.53 \\ \beta_1 = 0.932 \end{cases} \text{ a partir des tableaux à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.446 \times 10^3}{3.14 \times 0.932 \times 18} = 65.417 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 65.417 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ condition est vérifiée.

b. Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{58.53} = 0.017$$

$$\sigma_{bc} = 0.017 \times 87.256 = 1.483 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.483 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition est vérifiée

Paillasse 2 :

➤ En travée :

a. Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} \quad \text{Avec : } A_t = 3.14 \text{ cm}^2 ; M_t = 1.901 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\begin{cases} K_1 = 58.53 \\ \beta_1 = 0.932 \end{cases} \longrightarrow \text{ a partir des tableaux à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.901 \times 10^3}{3.14 \times 0.932 \times 18} = 36.088 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 36.088 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ condition est vérifiée.

b. Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K * \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{58.53} = 0.017$$

$$\sigma_{bc} = 0.017 * 36.088 = 0.613 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.613 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée}$$

➤ Aux appuis :**a. Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} \quad \text{Avec : } A_A = 3.14 \text{ cm}^2 ; M_A = -0.671 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 * 3.14}{100 * 18} = 0.174$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 58.53 \\ \beta_1 = 0.932 \end{array} \right. \longrightarrow \text{a partir des tableaux à l'ELS .}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.671 * 10^3}{3.14 * 0.932 * 18} = 12.738 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 12.738 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K * \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{58.53} = 0.017$$

$$\sigma_{bc} = 0.017 * 12.738 = 0.216 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.216 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée}$$

III.5.6.2 Vérification de l'état limite de déformation : (art B.6.8.42/BAEL91)

➤ **Vérification de la flèche :**

on a à vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \leq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{0.2}{4.07} = 0.049 \\ \frac{1}{16} = 0.062 \end{cases} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc on doit vérifier la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

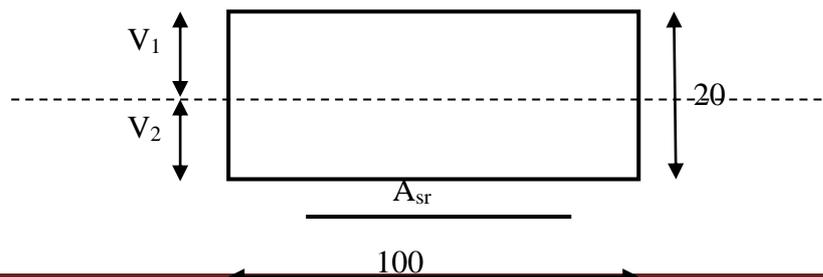
\bar{f} : La flèche admissible.

E : Module de déformation différé :

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ Mpa}$$

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

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



$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A.d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.87 \times 18 = 21854.9 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = 21854.9 \text{ cm}^3$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 6.87$$

$$B_0 = 2103.05 \text{ cm}^2$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{21854.9}{2103.05} = 10.392 \text{ cm} ; \quad \text{Donc : } V_1 = 10.392 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.392 = 9.608 \text{ cm} ; \quad \text{Donc : } V_2 = 9.608 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (10.392^3 + 9.608^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6.87 (10.392 - 2)^2$$

$$I_0 = 74231.359 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

Paillasse 1 et 3 :

$$q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) = 12.853 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5 q_s l^4}{384 EI} = \frac{5 \times 12.853 \times 4.07^4}{384 \times 10819 \times 10^3 \times 74231.359 \times 10^{-8}} = 0.0057 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4.07}{500} = 0.0081$$

$f = 0.0057 < \bar{f} = 0.0081$ **condition vérifiée**

Paillasse 2:

$$q_s = 12.853 \text{ KN/ml}$$

Donc le meme résultat pour la paillasse 1 et 3 :

$f = 0.0057 < \bar{f} = 0.0081$ **condition vérifiée**

Conclusion :

Paillasse 1 et 3 :

❖ en travées

Armatures principales : 6 HA 12=(6.78 cm²) avec un espacement de 18 cm.

Armatures de répartition : 4HA10=(3.14 cm²) avec un espacement de 25 cm .

❖ aux appuis

Armatures principales : 4HA10=(3.14 cm²) avec un espacement de 25 cm.

Armatures de répartition : 4HA8=(2.01 cm²) avec un espacement de 25 cm.

Paillasse 2 :

❖ En travées

Armatures principales : $4HA10=(3.14 \text{ cm}^2)$ avec un espacement de 25 cm.

Armatures de répartition : $4HA8=(2.01 \text{ cm}^2)$ avec un espacement de 25 cm.

❖ Aux appuis

Armatures principales : $4HA10=(3.14 \text{ cm}^2)$ avec un espacement de 25 cm.

Armatures de répartition : $4HA8=(2.01 \text{ cm}^2)$ avec un espacement de 25 cm.

III.6 La poutre palière

III.6.1 Définition

La poutre palière est un élément porteur horizontal et linéaire supportant la paillasse d'un escalier. Elle est encastrée à mi hauteur des poteaux.

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** partiellement encastrée dans les poteaux.

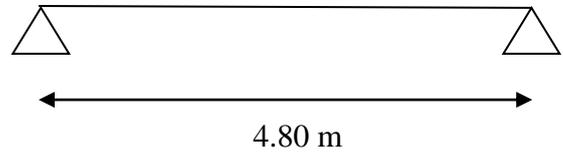
III.6.2 Pré dimensionnement

- La hauteur :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

Avec :

l_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis.



$$L_{\max} = 480 - 50 = 430 \text{ cm} = 4.30 \text{ m}$$

$$\frac{430}{15} \leq h_t \leq \frac{430}{10} \longrightarrow 28.67 \leq h_t \leq 43$$

On tenant compte des exigences de RPA on prend $h_t = 30 \text{ cm}$.

- La largeur :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \longrightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \longrightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On tenant compte des exigences de RPA on prend $b = 25 \text{ cm}$.

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Section adoptée :

Poutre brisée est d'une section (25x30) cm²

III.6.3 Détermination des charges et surcharges

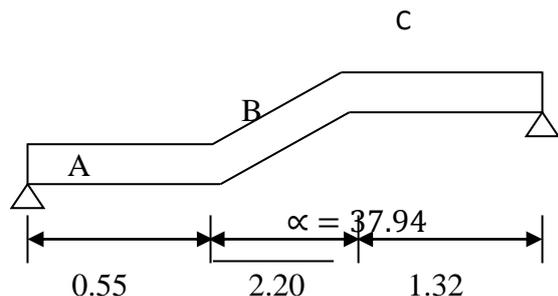
✓ *Poids propre de la poutre :*

Partie A et C:

$$P_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.25 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

Partie B :

$$P_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.25 \times \frac{1}{\cos 37.94}$$



$P_{pp} = 2.377 \text{ KN/ml}$

✓ **Chargement du aux reaction du palier :**

Partie A et C : 23.311 KN/ml

Partie B : 0

✓ **Chargement du aux poids du mur extérieur :**

$G_{\text{mur extérieur}} = 2.94 \text{ KN/m}^2$

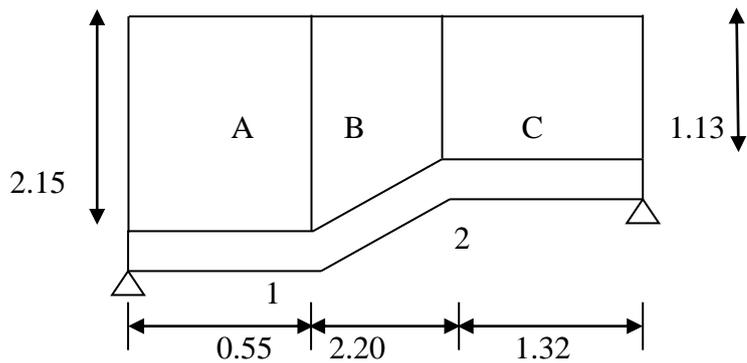
Partie A : $2.94 \times 2.15 = 6.321 \text{ KN/m}$.

Partie C : $2.94 \times 1.13 = 3.322 \text{ KN/m}$.

Partie B : chargement trapézoïdale dans la partie B on a deux points :

point 1 : 6.321 KN/m

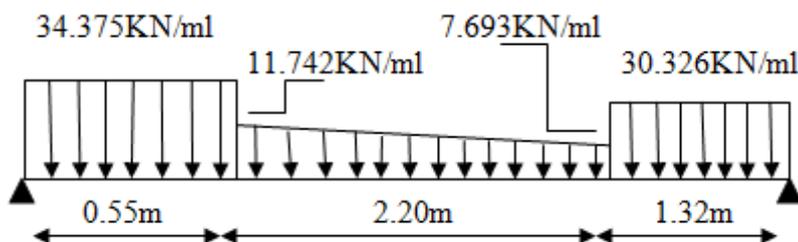
point 2 : 3.322 KN/m



III.6.4 Calcul des efforts internes

III.6.4.1 Combinaison de charges à l'ELU

- **Partie A** : $q_u = 1.35(1.875 + 6.321) + 23.311 = 34.375 \text{ KN/ML}$.
- **Partie C** : $q_u = 1.35(1.875 + 3.322) + 23.311 = 30.326 \text{ KN/ML}$
- **Partie B**:
 Point 1 : $q_u = 1.35(2.377 + 6.321) + 0 = 11.742 \text{ KN/ML}$.
 Point 2 : $q_u = 1.35(2.377 + 3.322) + 0 = 7.693 \text{ KN/ML}$.



III.6.4.2 Calcul des reactions

$$R_A + R_B = 34.375 \times 0.55 + 11.742 \times 2.20 + \frac{11.742 - 7.693}{2} \times 2.20 + 30.326 \times 1.32$$

$$R_A + R_B = 89.22 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$34.375 \times 0.55 \times 0.275 + 7.693 \times 2.20 \times 1.65 + (11.742 - 7.693) \times 1.10 \times 1.65 + 30.326 \times 1.32 \times 3.41 = R_B \times 4.07$$

$$R_B = 43.48 \text{ KN} \quad R_A = 45.74 \text{ KN}$$

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.32\text{m}$

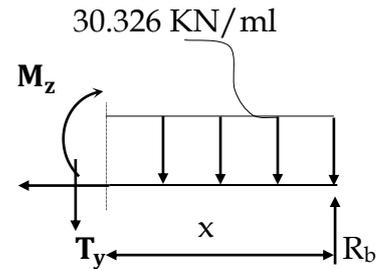
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -15.163 x^2 + 43.48 x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.32 \rightarrow M_z = 30.97 \text{ KN.m}$

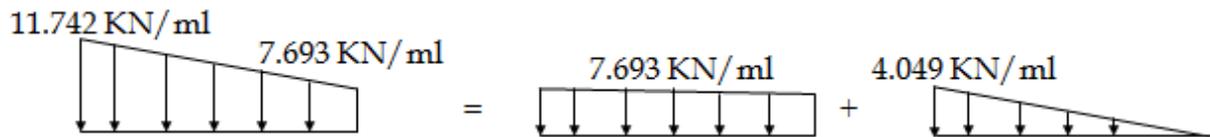
$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -30.326x + 43.48$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 43.48 \text{ KN}$.
- Pour $x=1.32 \rightarrow T_y = 3.45 \text{ KN}$



❖ 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 2.20$

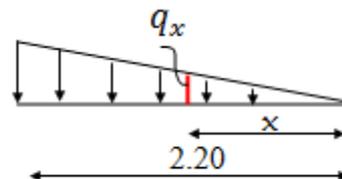
La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci dessous



Détermination de la charge q en fonction de x :

partir des triangles semblables nous avons :

$$x/q_x = 2.20/4.049 \text{ donc } q_x = 1.84 x$$

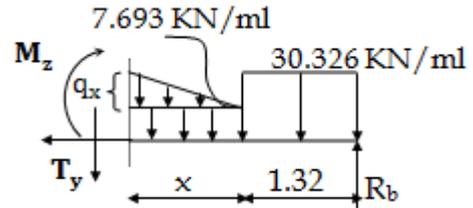


$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 43.48(x + 1.32) - 30.326 \times 1.32 \left(x + \frac{1.32}{2}\right) - 7.693 \frac{x^2}{2} - \frac{(1.84x)x}{2} \frac{x}{3}$$

$$M_z = -0.31x^3 - 3.85x^2 + 3.45x + 30.97$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 30.97 \text{ KN.m}$
- Pour $x=2.20 \rightarrow M_z = 16.63 \text{ KN.m}$



$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -0.93x^2 - 7.7x + 3.45$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 3.45 \text{ KN}$.
- Pour $x=2.20 \rightarrow T_y = -17.99 \text{ KN}$

M_z Atteint la valeur max à $x=0.42 \text{ m}$

En injectant $x=1.00 \text{ m}$ dans M_z , on obtient $M_z^{\max} = 31.71 \text{ KN.m}$

❖ 3eme tronçon : $0 \leq x \leq 0.55 \text{ m}$

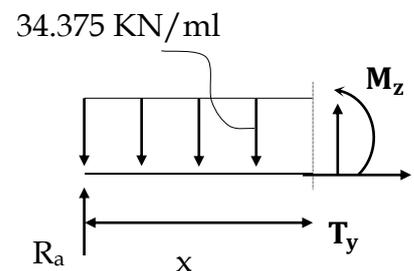
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -17.19x^2 + 45.74x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=0.55 \rightarrow M_z = 16.63 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -34.375x + 45.74$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 45.74 \text{ KN}$.
- Pour $x=0.55 \rightarrow T_y = 26.83 \text{ KN}$



❖ Remarque :

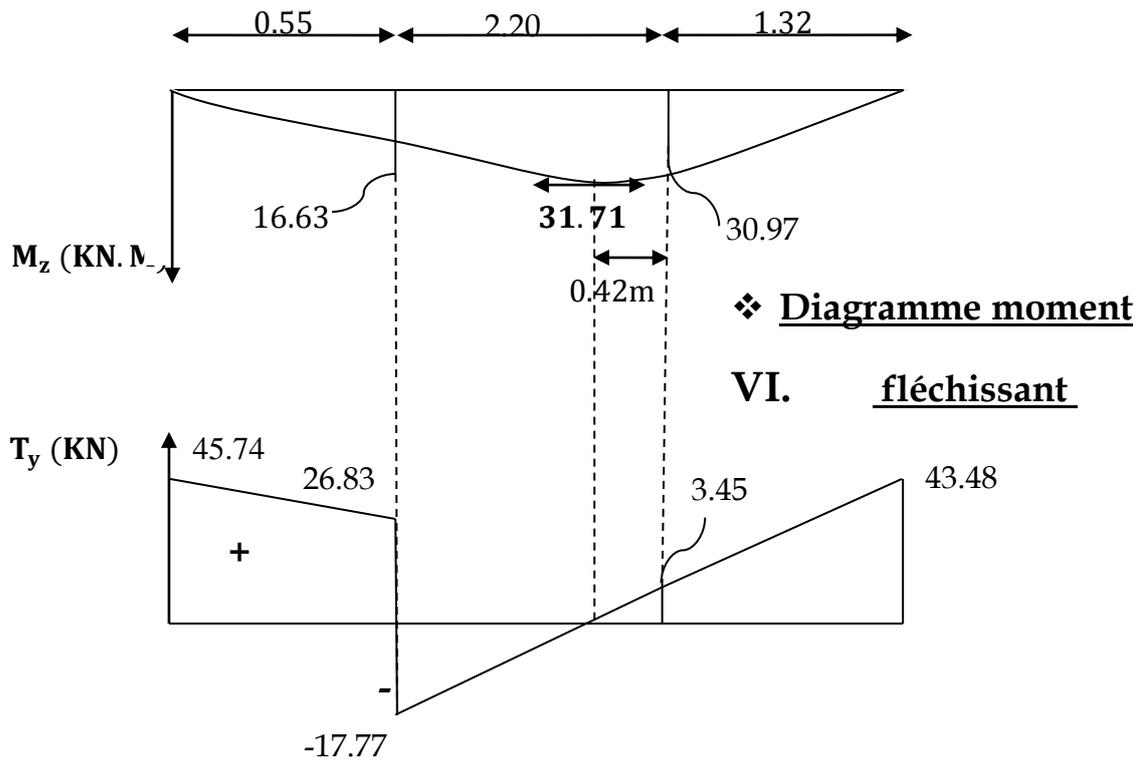
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

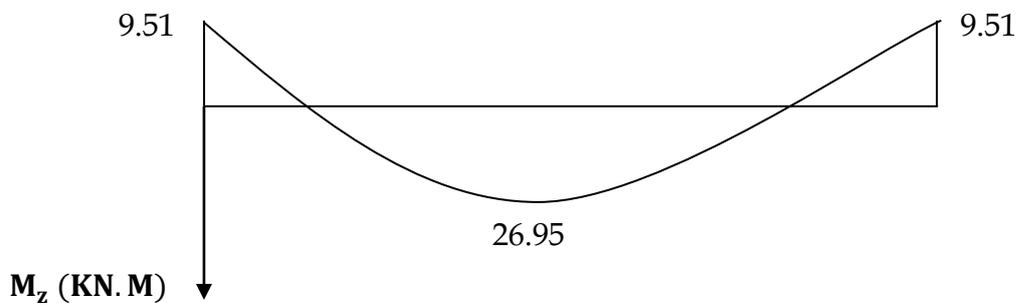
$$M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 31.71 = -9.51 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 31.71 = 26.95 \text{ KN.m}$$



❖ Diagramme efforts tranchants



III.6.4.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $M_{a \max} = -9.51 \text{ KN.m}$
- $M_{t \max} = 26.95 \text{ KN.m}$

❖ **En travée :**

Le moment max en travée est : $M_{t \max} = 51.30 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{26.95 \times 10^5}{25 \times 26.5^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.108 < \mu_l = 0.392 \quad \square \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.108 \quad \square \quad \beta = 0.943$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26.95 \times 10^5}{0.943 \times 26.5 \times 348 \times 100} \quad \square \quad A_{st} = 3.09 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA14 = 4.62 cm².**

❖ **Aux appuis :**

Le moment max aux appuis est : $M_{a \max} = -9.51 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.51 \times 10^5}{25 \times 26.5^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.038 \quad \square \quad \beta = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.51 \times 10^5}{0.981 \times 26.5 \times 348 \times 100} \quad \square \quad A_{st} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA12 = 3.39 cm².**

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003):**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_{s \text{ totale}} = 3\text{HA12} + 3\text{HA14} = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 3.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark$$

III.6.4.4 Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

❖ En travée:

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 26.5 \times 2.1}{400} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

❖ Aux appuis :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 26.5 \times 2.1}{400} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

2) **Contrainte tangentielle:** (Art.A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

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

❖ Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right) ; \text{ Donc : } \bar{\tau}_u = \underline{3.33 \text{ Mpa.}}$$

❖ Calcul de τ_u :

$$V_{\text{max}} = 45.74 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{45.74 \times 10^3}{250 \times 265}$$

; Donc : $\tau_u = \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \checkmark. \mathbf{0.69 \text{ Mpa.}}$

3) Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

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

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

❖ Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec } : \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

❖ Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.1 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{45.74 \times 10^3}{0.9 \times 265 \times 113.1} ; \text{ Donc } : \tau_{se} = \underline{\underline{1.53 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \checkmark.$$

4) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

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

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

❖ Calcul de τ_{su} :

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

$$L_s^1 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = \underline{\underline{45 \text{ cm.}}}$$

$$L_s^2 = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 40.61 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal.
 D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_s = 0.4 L_s = 18 \text{ cm}$

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

❖ Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91)

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 .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\text{max}}}{f_{su}} = \frac{45.74.10^3}{348.100} = 1.31 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$$

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

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 45.74 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 265} = 1.53 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark.$$

III.6.5 Calcul des armatures transversales

III.6.5.1 Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t = \min \left\{ \left(\frac{300}{35}, 12, \frac{250}{10} \right) \right\} \quad \text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\phi 8$; Donc: $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.

III.6.5.2 Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(23.85 ; 40 \text{ cm}) = 23.85 \text{ cm}$$

❖ *Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)*

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left(\left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right) = \min (7.5 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm}) = 7.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (23.85 \text{ cm} ; 7.5 \text{ cm}) = 7.5 \text{ cm}$.

On opte pour $S_{t \max} = 7 \text{ cm}$.

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm.}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (23.85 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

On opte pour $S_{t \max} = 15 \text{ cm}$

- *Quantité d'armatures transversales minimale :*

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min \text{ du RPA}} \dots\dots\dots \checkmark.$$

- ❖ **Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22 / BAEL91):**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} = 0.375 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min \text{ du BAEL}} \dots\dots\dots \checkmark.$$

III.6.6 Vérification à l'ELS

❖ Combinaison de charges à l'ELS :

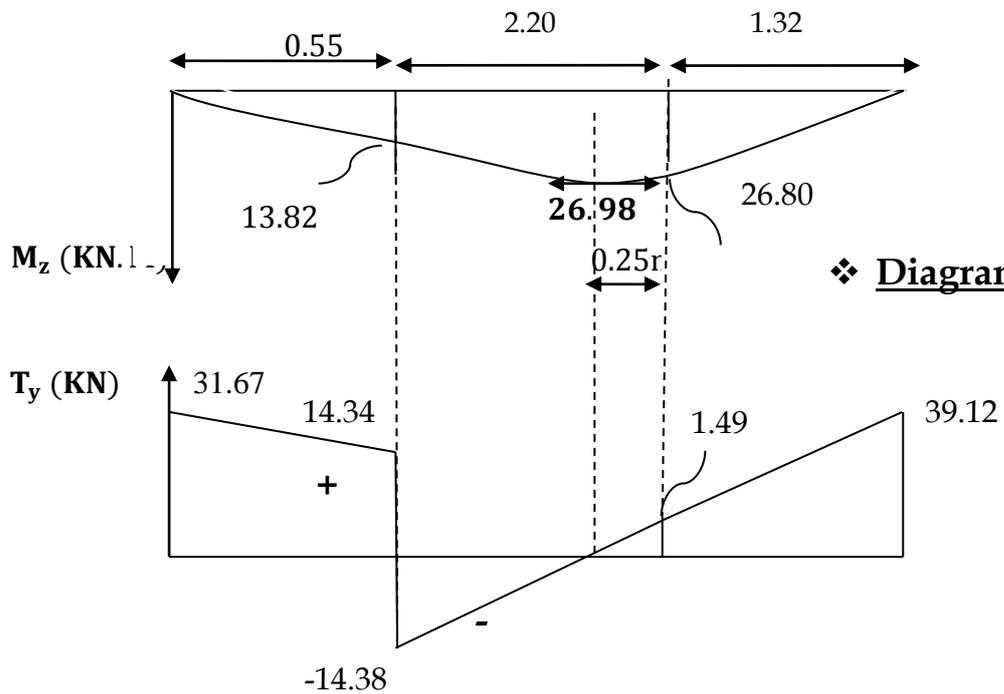
Partie A : $q_u = (1.875 + 6.321) + 23.311 = 31.507 \text{KN/ML}$.

Partie C : $q_u = (1.875 + 3.322) + 23.311 = 28.508 \text{KN/ML}$

Partie B: Point 1 : $q_u = (2.377 + 6.321) + 0 = 8.698 \text{KN/ML}$.

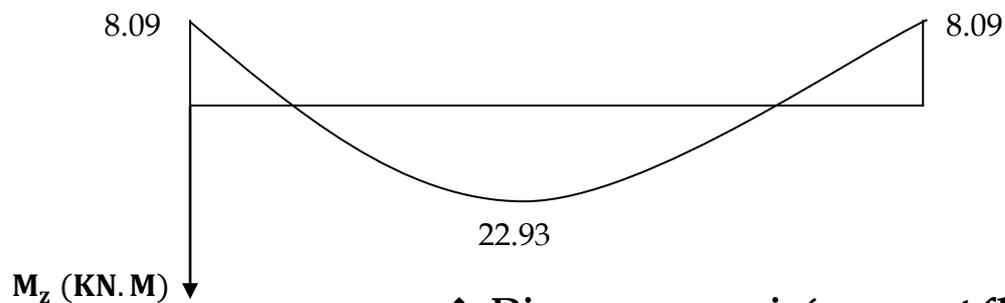
Point 2 : $q_u = (2.377 + 3.322) + 0 = 5.699 \text{KN/ML}$.

III.6.6.1 Diagramme des moments à l'ELS



❖ Diagramme des moment

❖ Diagramme efforts tranchants



❖ Diagramme corrigé moment fléchissant

III.6.6.2 Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

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

III.6.6.3 Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

❖ **En travée :**

• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

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

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{25 \times 26.5} \times 100 = 0.697$$

$$\rho_1 = 0.697 \quad k_1 = 25.98 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.878$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{22.93 \times 10^6}{0.878 \times 265 \times 462} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{252.21 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 213.31 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \dots\dots\dots \checkmark.$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{213.31}{25.98} \quad \text{Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{\underline{8.21 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 8.21 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \checkmark.$$

❖ **Aux appuis :**

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 26.5} \times 100 = 0.511$$

$$\rho_1 = 0.511 \quad k_1 = 31.30 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.892$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.09 \times 10^6}{0.892 \times 265 \times 339} \quad ; \quad \underline{\text{Donc}} : \sigma_{st} = 100.95 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 100.95 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \dots\dots\dots \sqrt{.}$$

• Contrainte dans le béton :

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad ; \underline{\text{Donc}} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{100.95}{31.30} \quad ; \underline{\text{Donc}} : \sigma_{bc} = 3.22 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.22 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \sqrt{.}$$

III.6.6.4 Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91)

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

L : longueur de la section.

h : hauteur utile de la section droite.

M_t : moment maximum en travée,

M₀ : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures

• $\frac{h}{L} = \frac{30}{407} = 0.073$

• $\frac{1}{16} = 0.0625.$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \dots\dots\dots \sqrt{.}$$

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{25 \times 26.5} = 0.0069$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \checkmark$$

- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{8 \times 22.93}{10 \times 31.507 \times 4.07^2} = 0.035$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \checkmark$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

Conclusion : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

- ❖ **Armatures longitudinales :**
 - En travée 3HA14
 - Aux appuis 3HA 12
- ❖ **Armatures transversales.**
 - 1cadre et 1 étrier en HA8 .

IV. Modélisation de la structure

IV.1 partie 1 : présentation du logiciel robot structural analysais Professional 2016 :

C'est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structure. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée. Robot est un logiciel qui utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les différents types de structures (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique, Etc.). C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre et de nœuds illimités, il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adaptés aux constructions en aciers, en bois, en béton armée ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes. Pour faciliter le travail de l'ingénieur Robot dispose d'un vaste ensemble d'outils simplifiant l'étude des structures.

-Caractéristiques principales du logiciel Robot:

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée est de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (effort, déplacement, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.)
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, capture d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels.).



Figure IV.1.1. Page d'accueil du logiciel robot.

IV.2 Etapes de calcul à suivre dans Robot

IV.2.1 Choix de type de structure

Pour notre cas on étudiera une structure en portique spatial comme montré sur la figure 2: étude d'un coque

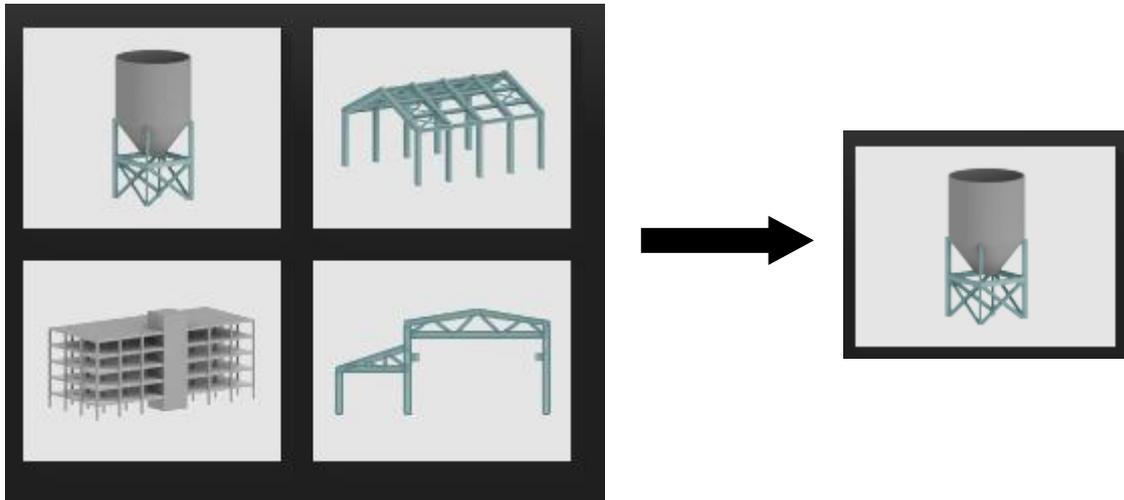


Figure.IV.2.1 : choix de la structure à étudier.

IV.2.2 Configuration des préférences de l'affaire

Dans le menu « **outils** » on choisi « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tel que les matériaux, unités et normes de l'affaire. On clique sur l'icone

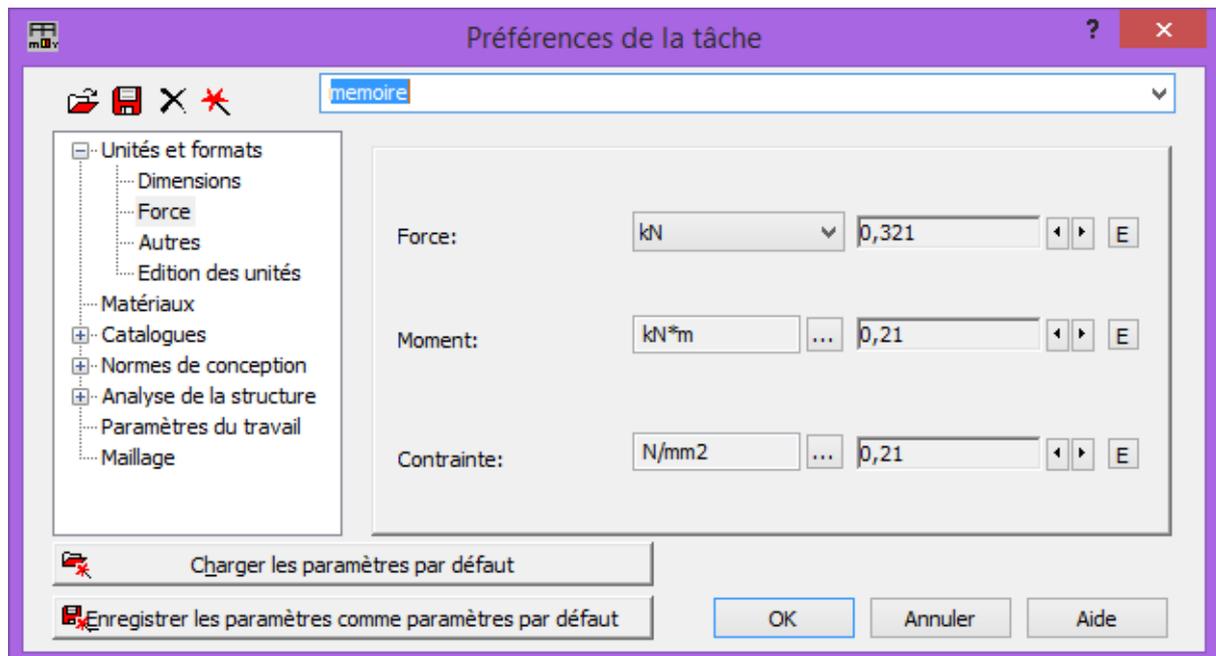


Figure IV.2.2 : Préférence de l'affaire.

- **Unités et formats :**

Dimensions : Mettez toutes les valeurs avec trois chiffres après la virgule.

Force : Mettez la force (KN), le moment (KN.m), et la contrainte (KN/m²).

Autre : Mettez le déplacement (cm), rotation (deg), température (°C), poids (KN) et la masse (Kg).

Edition des unités : Mettez les longueurs (m), force (N) et masse (Kg).

- **Matériaux :**

Mettre la langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (alum chaud) et Bois (CR_RESIN C18).

- **Normes de conceptions :**

Pour une structure en Acier et Aluminium avec assemblage acier (**CM66**), structure Bois (**CB71**), Béton armé (**BAEL91 modifié 99**) et géotechnique (**DTU13.12**).

- **Charges :**

Pondération (BAEL91), charges de neige et vent (DTR C2-47/NV99), charges sismiques (RPA99(2003)).

- **Analyse de la structure :**

-Cochez (liaisons rigides).

-Analyse modale : Dans la rubrique type de matrice de masse, cochez (Cohérente).

- **Paramètres du travail :**

Dans type de maillage sélectionné (Normal).

Avant de cliquer sur OK, donnez un nom à la nouvelle configuration.

IV.2.3 Lignes de construction

Avant de dessiner la structure, on doit créer des lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « **Structure => lignes de construction** » ou dans la barre d'outils « **modèle de structure** » à droite, on clique sur l'icône 

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.

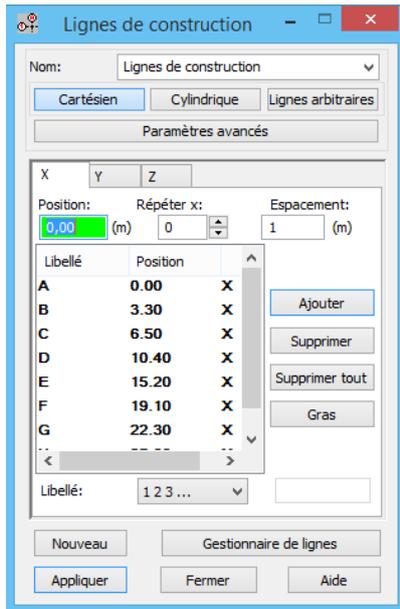


Figure VI.2.3 : Ligne de construction.

IV.2.4 Profilés des barres

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans la barre d'outils « modèle de structure », on clique sur l'icône

Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

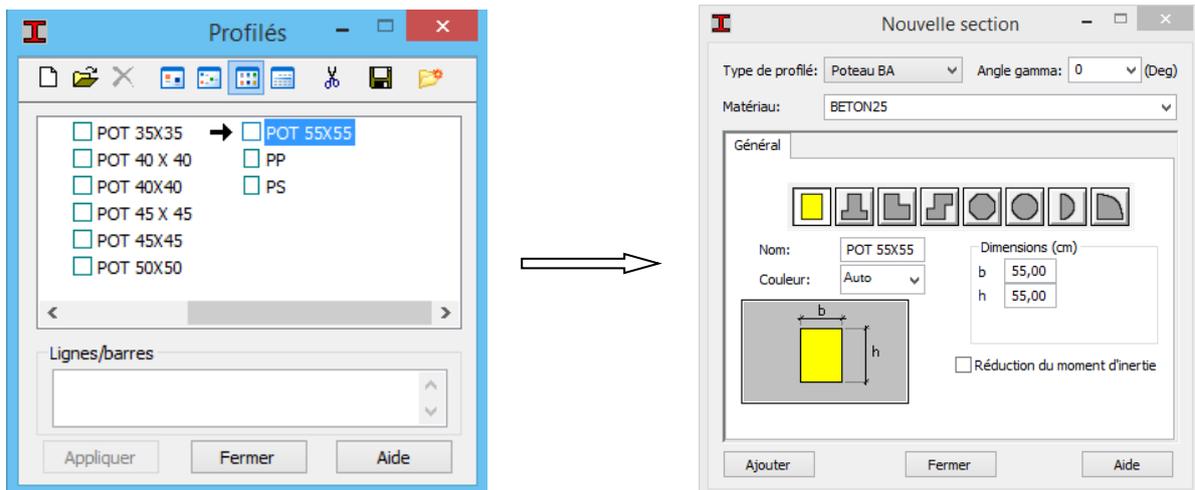


Figure IV.2.4 : Choix des profilés des barres.

IV.2.5 Création du modèle de la structure

Avec la commande « barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction

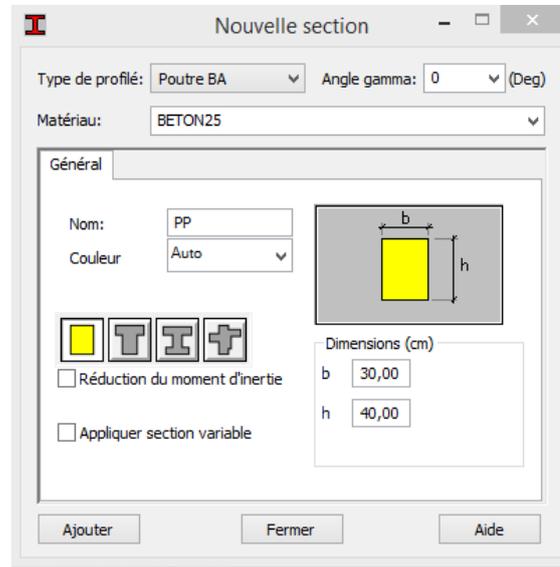


Figure- IV.2.5 : Modélisation des poteaux et des poutres.

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure; les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, dans le menu « **affichage => attributs** » ou on clique sur l'icône « **Affichage des attributs** » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre Robot.

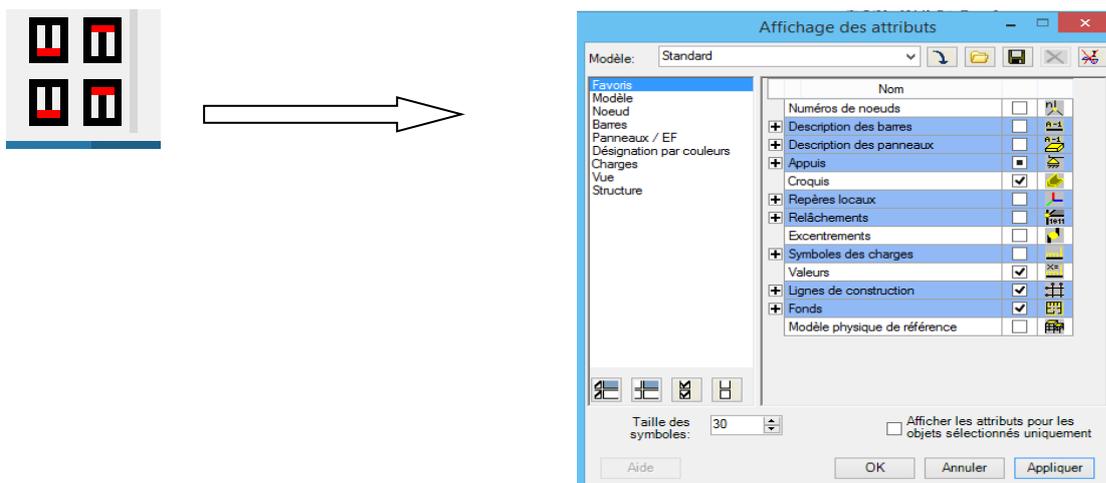


Figure IV.2.6 : Boite de dialogue « Affichage des attributs »

IV.2.6 Définition des voiles de contreventement

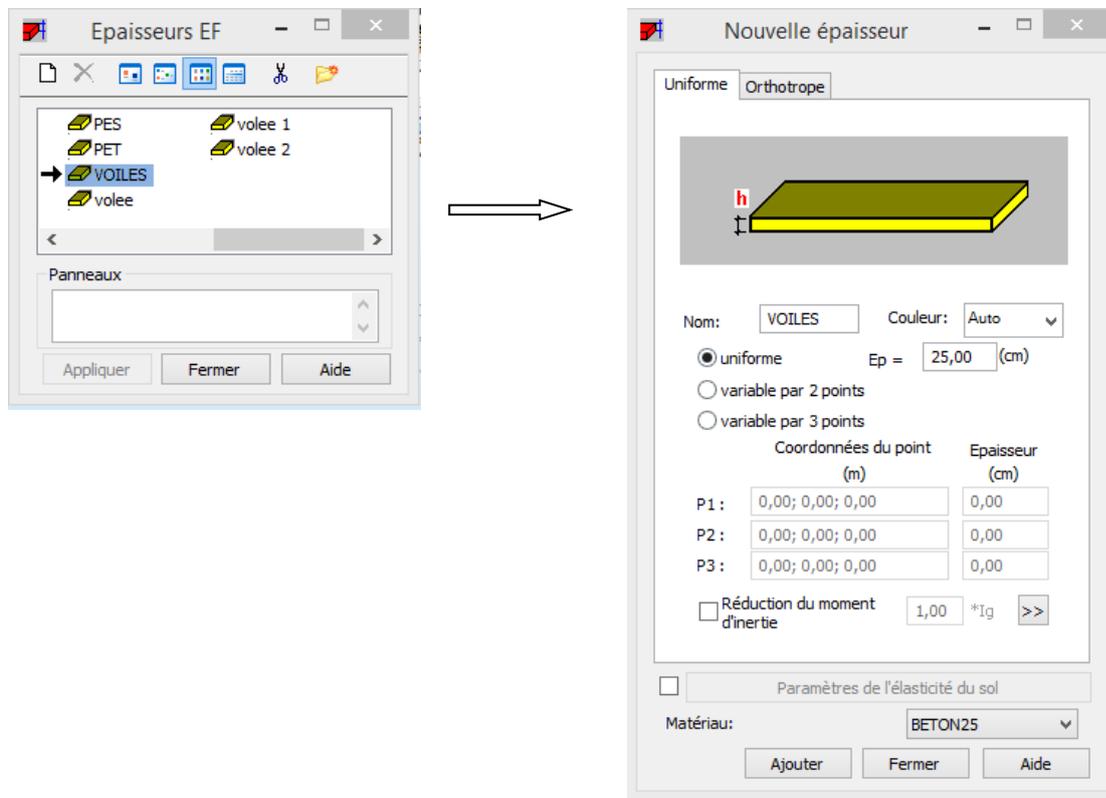


Figure IV.2.7 : Epaisseur des voiles.

Dans la barre d'outils « **Modèle de structure** » de l'interface Robot on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « **Définir nouvelle épaisseur** ». On choisit l'onglet « **Uniforme** » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

Pour créer les voiles, Dans la barre d'outils « **Modèle de structure** » de l'interface Robot on clique sur l'icône  « **voile** ». décocher étirement La définition s'accomplit par un clique à l'intérieur du contour du voile.

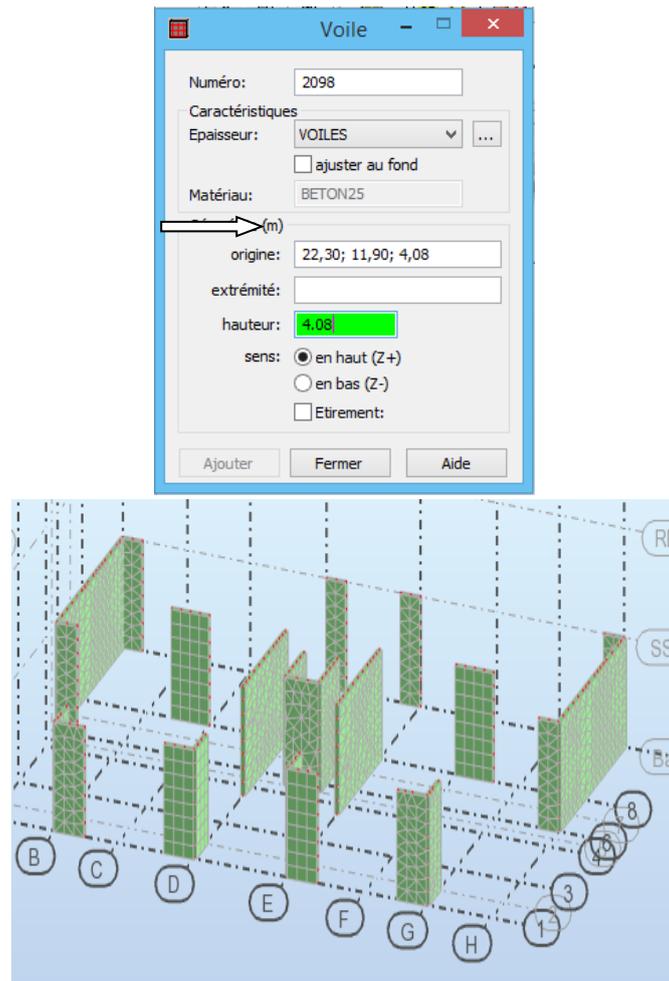


Figure IV.2.8. : Définition des voiles

IV.2.7 Définition des degrés de liberté des nœuds de la base

Pour bloquer les mouvements des nœuds de la base de la structure, on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue, on clique sur l'onglet « **nodaux** » puis sur « **Encastrement** ».

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur « **Encastrement** ».

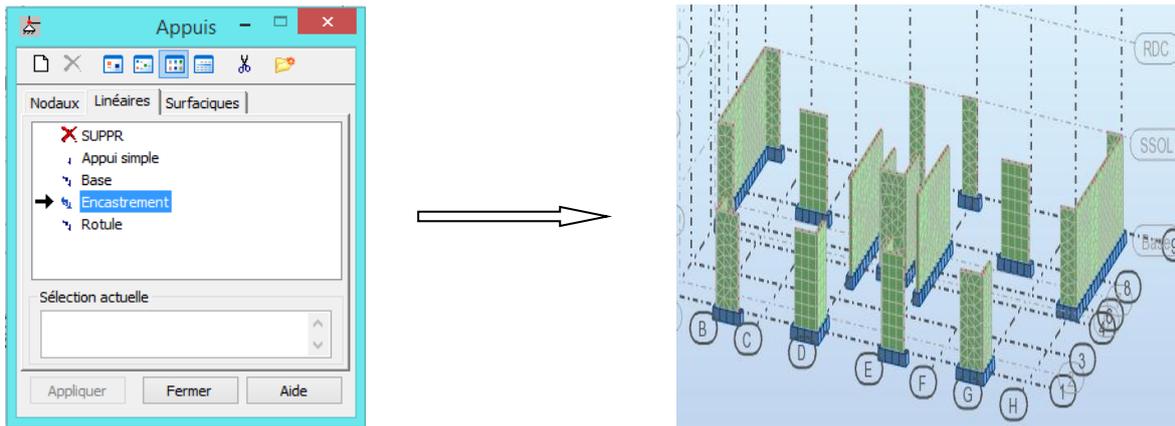


Figure IV.2.9 : Définition des appuis.

IV.2.8 Le choix le nœud maître et nœuds esclaves

Pour satisfaire l’hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maître et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **Caractéristiques additionnels** » puis « **Liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l’icône .

On clique dans la zone « **Nœuds maîtres** » et on sélectionne graphiquement les nœuds maîtres ou bien écrit leurs numéros.

On clique dans la zone « **Sélectionner les nœuds esclaves** » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien écrit leurs numéros.

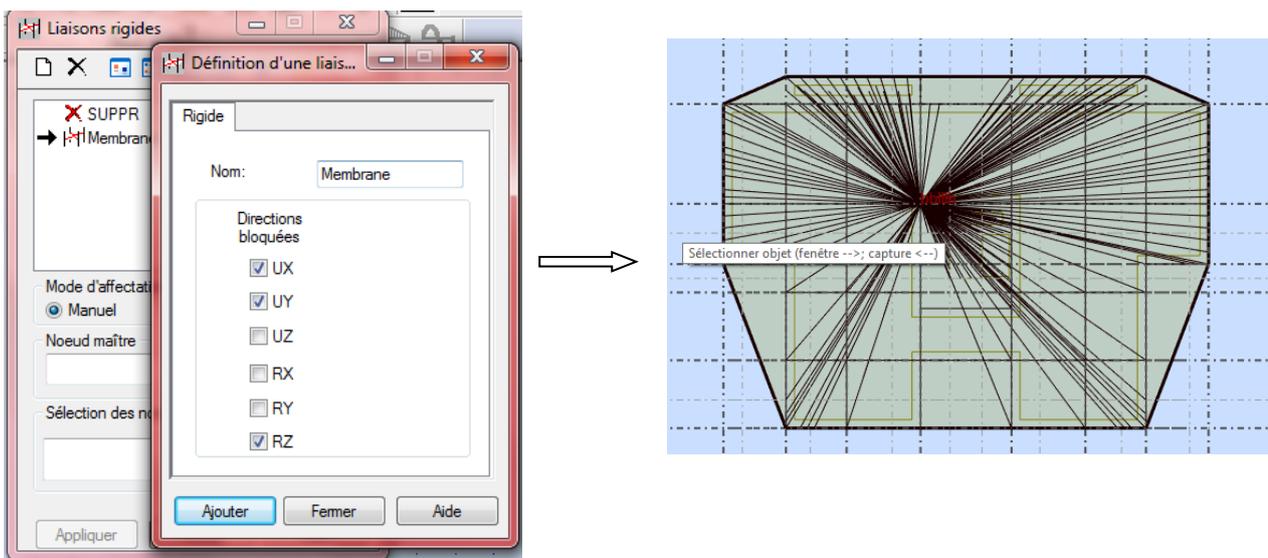


Figure- IV.2.10 : liaisons rigides.

IV.2.9 Définitions des cas de charges

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitations) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ». Ou bien dans la barre de menu on clique sur l'icône :

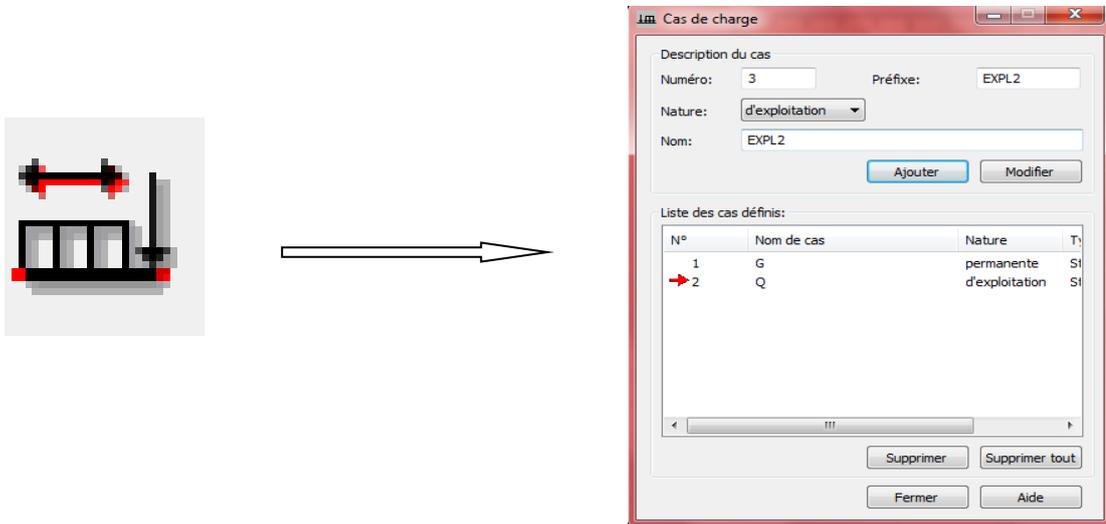


Figure IV.2.11 : Définition des charges.

On peut créer les types de charges suivantes :

- G** : Charge permanente.
- Q** : Charge d'exploitation.
- S** : Charge des neiges.
- W** : Charge du vent.
- E** : Charge sismique. ET pour ce faire :

On choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « **Nouveau** ». (La même procédure pour les autres charges).

IV.2.10 Chargement de la structure

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).

Pour l'application des charge on clique sur l'icône de la barre d'outils définir charge

Pour les Charge surfacique uniforme on a les plancher, porte à faux, volées, palier de repos et d'arrivée, dalle pleine étage terrasse

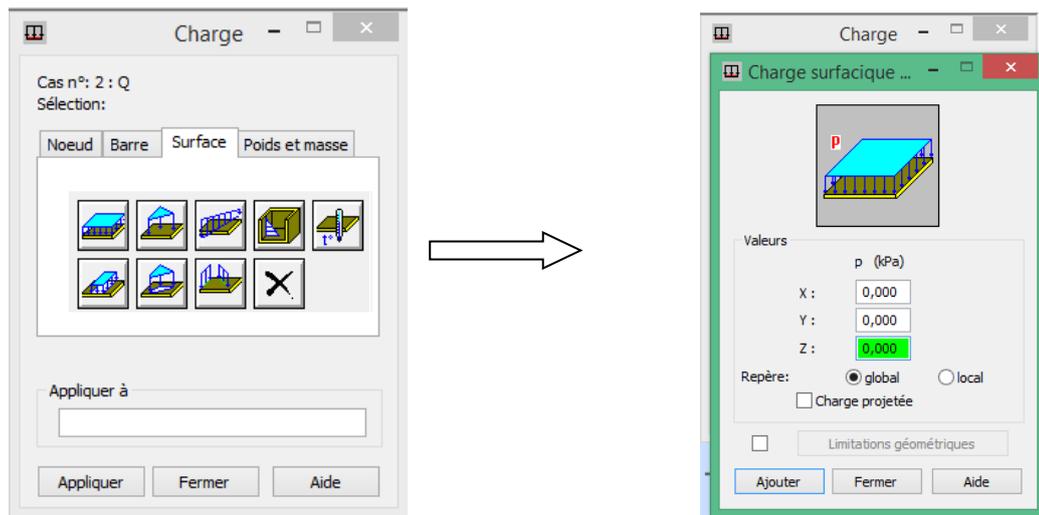


Figure IV.2.12 : Application des charges surfaciques.

Pour l’acrotère on applique des charge uniformément répartie sur l’élément barres poutre et surface pour l’élément surfacique (porte à faux)

- Elément surfacique (porte à faux) :

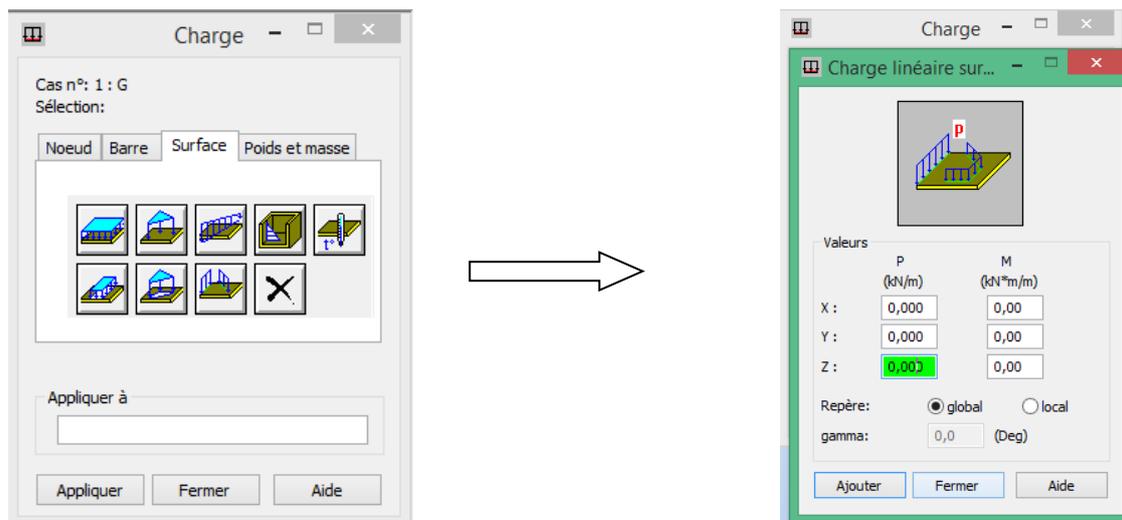


Figure IV.2.13 : Application des charges surfaciques linéaire sur bords

- pour l'élément barres poutres secondaires

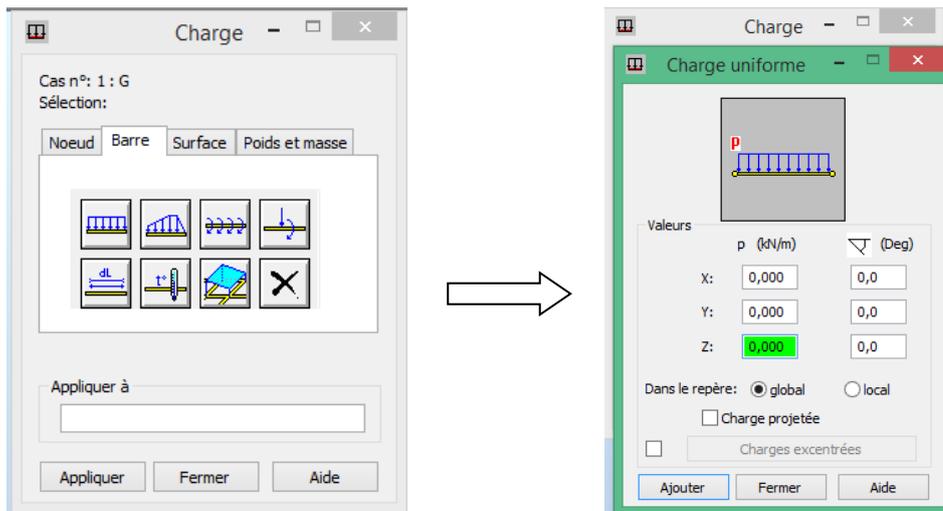


Figure-IV.2.14 : Application des charges uniformes

IV.2.11 Tableaux chargement

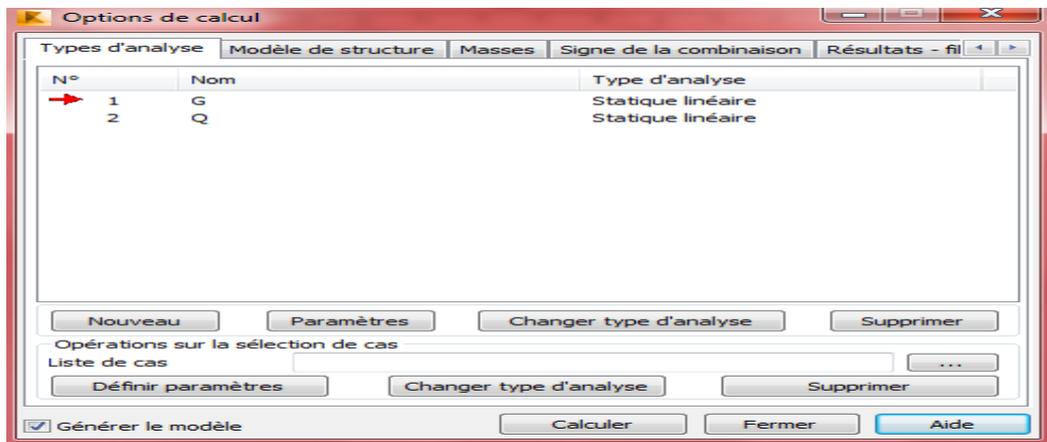
Aller au menu déroulant Chargement/ tableau - chargement

Cas	Type de charge	Liste												
1:G	poids propre	1A112 127A2	Structure enti	-Z	Coef=1,00	MEMO:								
1:G	(EF) surfacique uniforme	1668	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,500	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
2:Q	(EF) surfacique uniforme	1668	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
1:G	(EF) surfacique uniforme	1670	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,500	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
2:Q	(EF) surfacique uniforme	1670	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,000	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
1:G	(EF) surfacique uniforme	1671A1681	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,500	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
2:Q	(EF) surfacique uniforme	1671A1681	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,500	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
1:G	(EF) surfacique uniforme	1682	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,240	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
2:Q	(EF) surfacique uniforme	1682	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,000	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
1:G	(EF) surfacique uniforme	1684A1709	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,600	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
2:Q	(EF) surfacique uniforme	1684A1709	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,500	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
1:G	(EF) surfacique uniforme	1713A1767P	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,190	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
2:Q	(EF) surfacique uniforme	1713A1767P	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
1:G	(EF) surfacique uniforme	1712A1766P	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,103	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
2:Q	(EF) surfacique uniforme	1712A1766P	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
1:G	(EF) surfacique uniforme	1710 1711	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,300	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
2:Q	(EF) surfacique uniforme	1710 1711	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,000	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO:				
1:G	charge uniforme	1169A1171 1	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,580	global	non projetés	absolues	AL=0,0	BE=0,0	GA=0,0	DY=0,0		
2:Q	charge uniforme	1169A1171 1	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,000	global	non projetés	absolues	AL=0,0	BE=0,0	GA=0,0	DY=0,0		
1:G	(EF) linéaire sur les bords	1710_BORD(PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,580	MX=0,0	MY=0,0	MZ=0,0	GA=0,0	global	MEMO:			
2:Q	(EF) linéaire sur les bords	1710_BORD(PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,000	MX=0,0	MY=0,0	MZ=0,0	GA=0,0	global	MEMO:			
1:G	charge uniforme	1205 1208 12	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,787	global	non projetés	absolues	AL=0,0	BE=0,0	GA=0,0	DY=0,0		
2:Q	charge uniforme	1205 1208 12	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,812	global	non projetés	absolues	AL=0,0	BE=0,0	GA=0,0	DY=0,0		
1:G	charge uniforme	1206 1207 12	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,575	global	non projetés	absolues	AL=0,0	BE=0,0	GA=0,0	DY=0,0		
2:Q	charge uniforme	1206 1207 12	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,625	global	non projetés	absolues	AL=0,0	BE=0,0	GA=0,0	DY=0,0		
1:G	charge uniforme	1235 1238 12	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,787	global	non projetés	absolues	AL=0,0	BE=0,0	GA=0,0	DY=0,0		
2:Q	charge uniforme	1235 1238 12	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,625	global	non projetés	absolues	AL=0,0	BE=0,0	GA=0,0	DY=0,0		
1:G	charge uniforme	1236 1237 12	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,575	global	non projetés	absolues	AL=0,0	BE=0,0	GA=0,0	DY=0,0		
2:Q	charge uniforme	1236 1237 12	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,250	global	non projetés	absolues	AL=0,0	BE=0,0	GA=0,0	DY=0,0		
1:G	charge uniforme	1264 1267A1	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,787	global	non projetés	absolues	AL=0,0	BE=0,0	GA=0,0	DY=0,0		
2:Q	charge uniforme	1264 1267A1	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,487	global	non projetés	absolues	AL=0,0	BE=0,0	GA=0,0	DY=0,0		

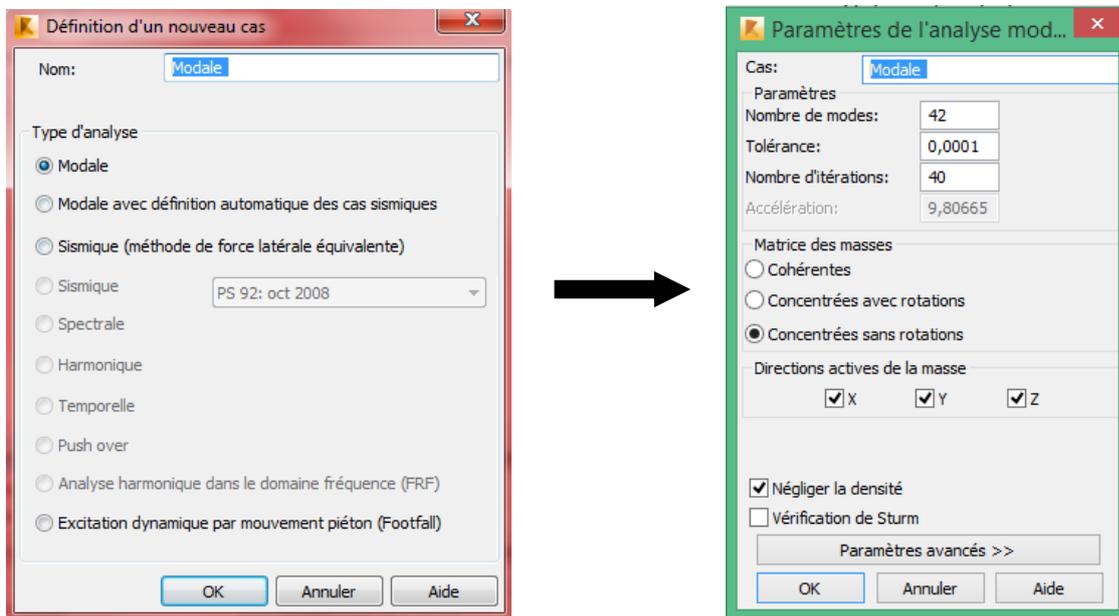
Figure IV.2.15 : tableaux chargement

IV.2.12 Définition des options de calculs

(Analyse statique, modale et dynamique) Dans le menu « **Analyse** », « **Type D'analyse** » on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et Sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement Parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.



On clique sur « **Nouveau** » et sélectionné le champ « **Modale...** ». Les paramètres de L'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après Validation de la précédente



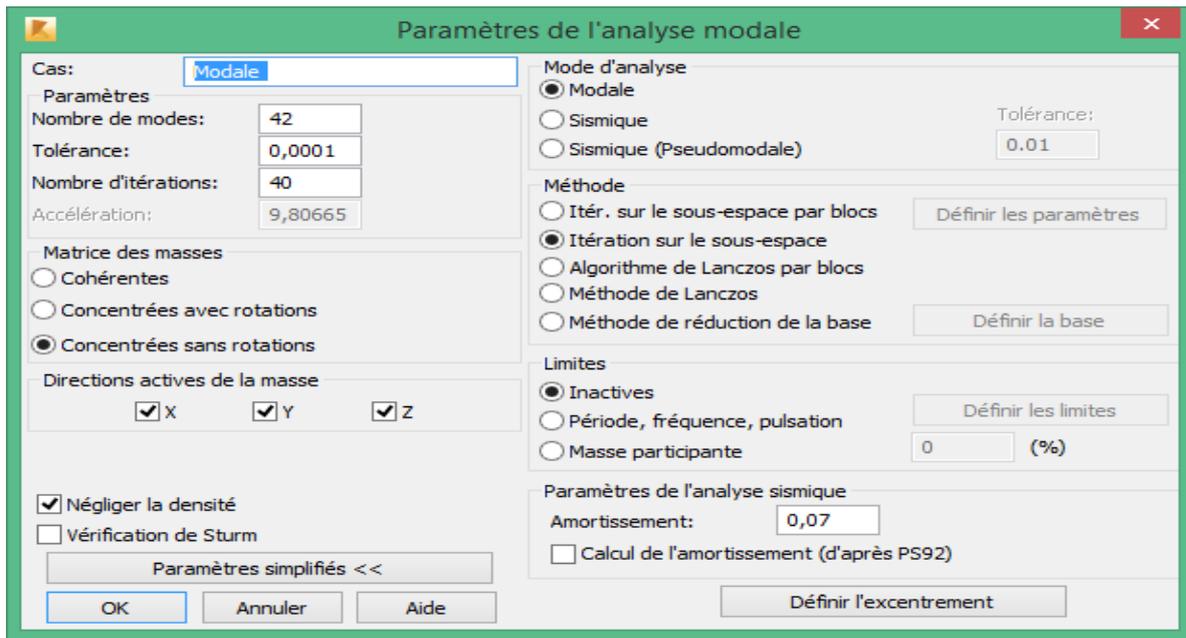


Figure IV.2.16 : Définition des charges dynamiques.

Pour l'analyse sismique On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99Version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure, « Définition de la direction ».

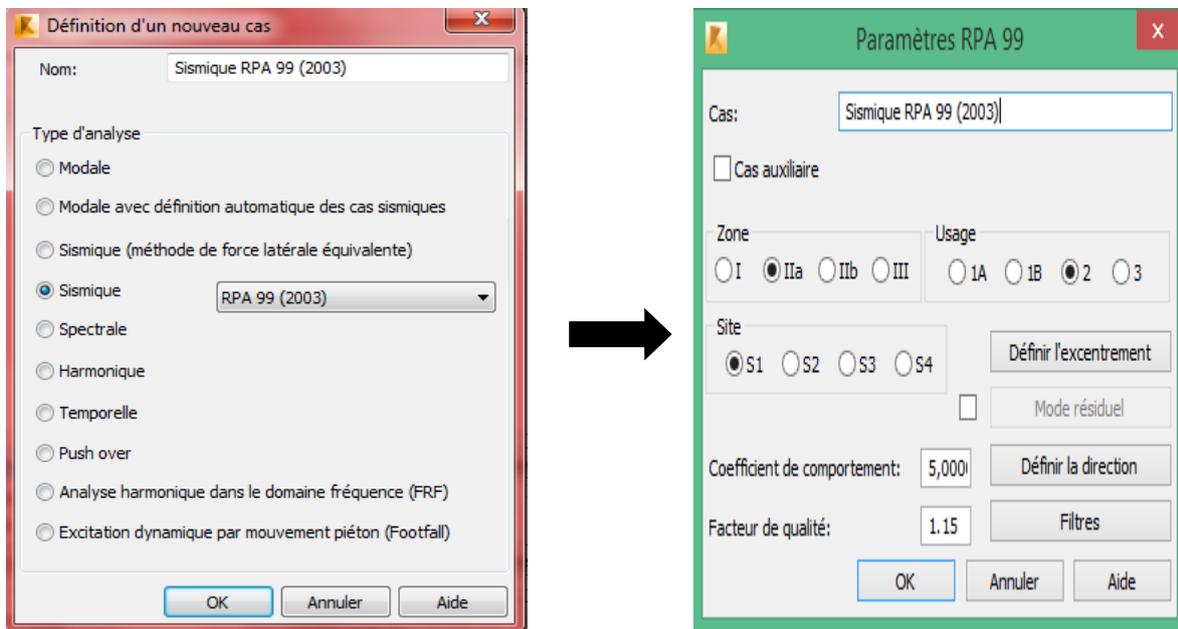


Figure IV.2.17 : Définition des paramètres RPA.

Le logiciel permet de calculer la **masse** de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits. **On a d'après RPA v2003 $W=G + \beta.Q \implies W=G+0.2 Q$**

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on click sur converti le cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on click sur . Puis on fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on fermer.

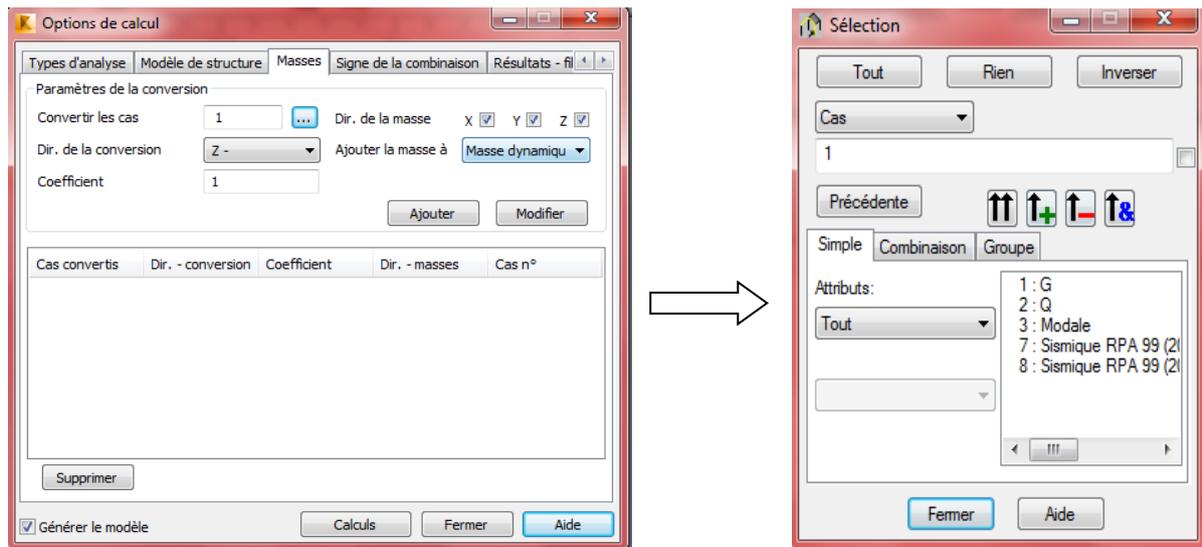


Figure IV.2.18 : Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitations.

IV.2.13 Les combinaisons d'actions

Dans le menu « chargement », « combinaison manuel », on choisi le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche .



Figure IV.2.19 : définir les combinaisons d'actions.

Pour faire une autre combinaison on click sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

Les combinaisons d'action à introduires

BAEL	RPA
-ELU : $1.35G + 1.5Q$.	- $G + Q \pm Ex$.
-ELS : $G + Q$.	- $G + Q \pm Ey$.
	- $0.8G \pm Ex$.
	- $0.8G \pm Ey$.

Figure IV.2.20 : tableau combinaison

IV.3 Partie 2 : Exploitation des résultats.

Le calcul parasismique à pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et les dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitué le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrage en leurs assurant une sécurité optimale.

Plusieurs concepteurs parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposés parmi lesquelles on distingue trois méthodes très courantes à utilisées :

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique par accélérogrammes
- Méthode dynamique (modale spectrale)

IV.3.1 Choix de la méthode de calcul

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/version 2003 prévoit d'utiliser soit la méthode statique équivalente, soit la méthode d'analyse modale spectrale ou bien la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1.1 La méthode statique équivalente

- **Principe de la méthode :**

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

- **conditions d'application :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

-Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$H \leq 65\text{m}$ en zones I, IIa, IIb

$H \leq 30\text{m}$ en zone III.

-Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée .

- **vérification des conditions d'application**

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2

IV.3.1.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

IV.3.1.3 Principe de la méthode dynamique modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

Spectre de réponse de calcul (RPA. Art4.3.3.)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

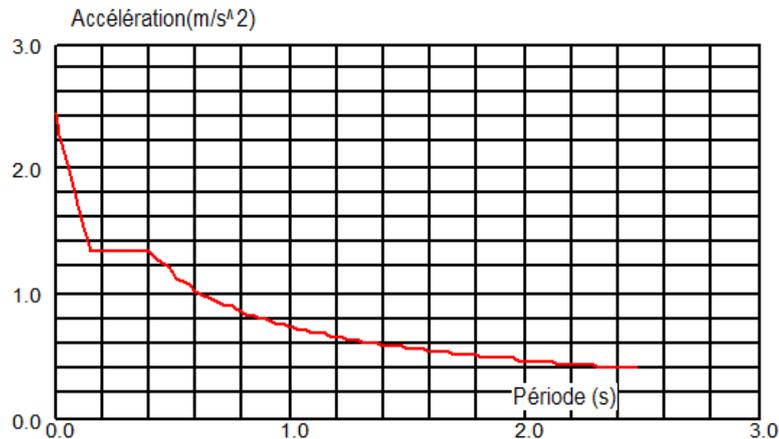


Figure IV.3.1: Spectre de réponse de calcul (RPA. Art4.3.3)

Spectre de réponse est en fonction des paramètres suivant :

- **coefficient d'accélération de zone (A)**

A : coefficient d'accélération de zone, donné par tableau 4.1 (RPA99/version 2003)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Notre bâtiment est implanté à DBK (zone IIa) et appartient au groupe d'usage 2, pour notre cas on a : A= 0,15.

- **coefficient de comportement global de structure (R)**

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3.RPA99 en fonction du système de contreventement=5

- **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum Pq$$

Critères	observations	Pénalités P _q
1-Conditions minimales sur les files de contreventements	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en élévation	Oui	0
4-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
5-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
6-régularité en plan	Non	0.05

Tab.IV.1 : Facteur de pénalités P_q.

$$Q=1+3x(0.05)=1.15$$

- Facteur d'amplification dynamique D :

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après l'article 4.2.3 de l'RPA 99 / version 2003) avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases}$$

- Périodes caractéristiques T₁ et T₂ :

Sites	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Tab. IV.2 : valeur de T₁ et T₂.

Dans notre cas, on a (S₃) : T₁=0.15 (sec) et T₂=0.50 (sec)

- Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,882 \quad \text{avec : } \xi = 7\%$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi=7\%$ pour un contreventement mixte (ce que nous vérifierons ultérieurement)

Après avoir appliqué toutes les étapes de la modélisation, dans ce présent chapitre on s'intéressera à l'affichage des résultats.

Vue en 3D :

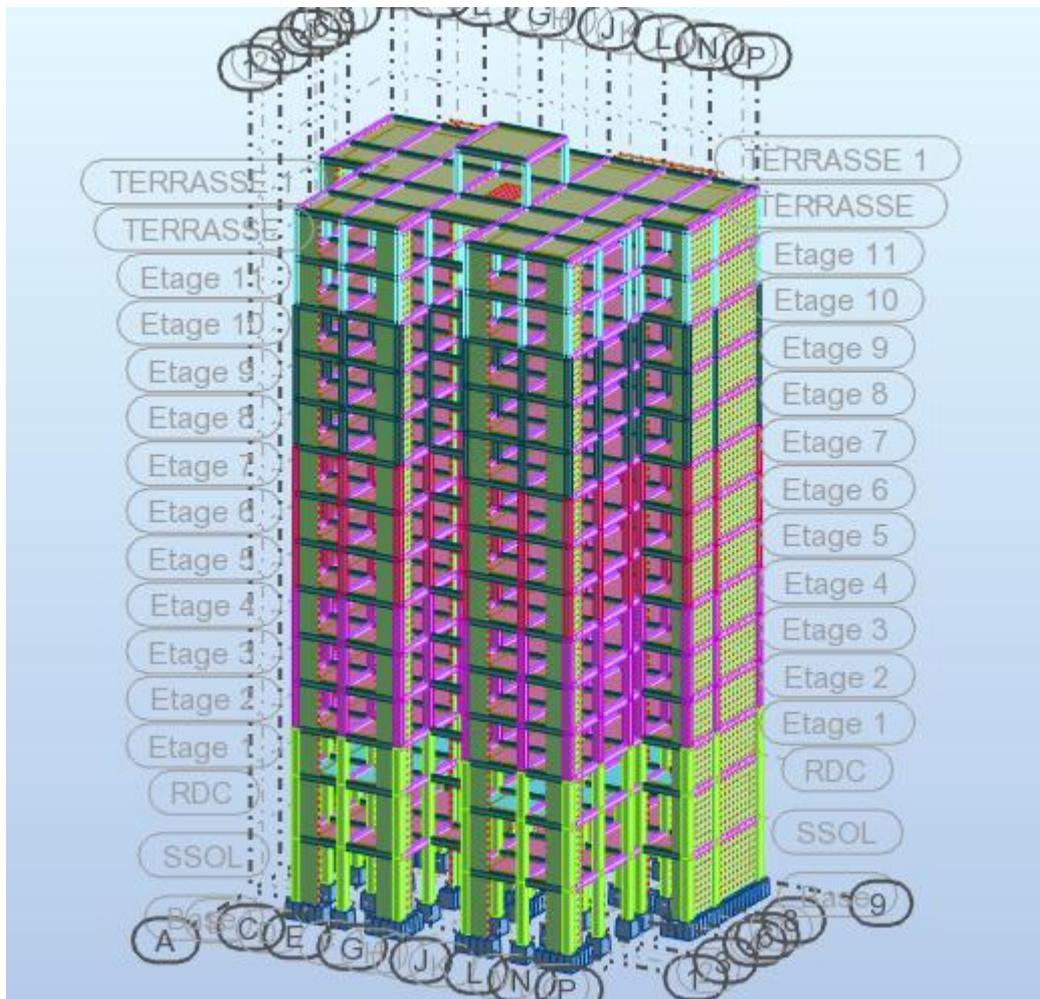
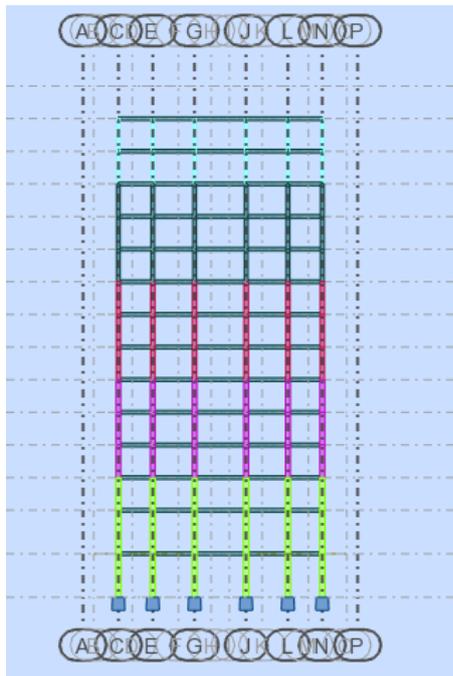


Figure IV.3.2 : Vue finale de la structure en 3D.

Vue en plan :

Vue en portique plan XZ :



Vue en portique plan YZ :

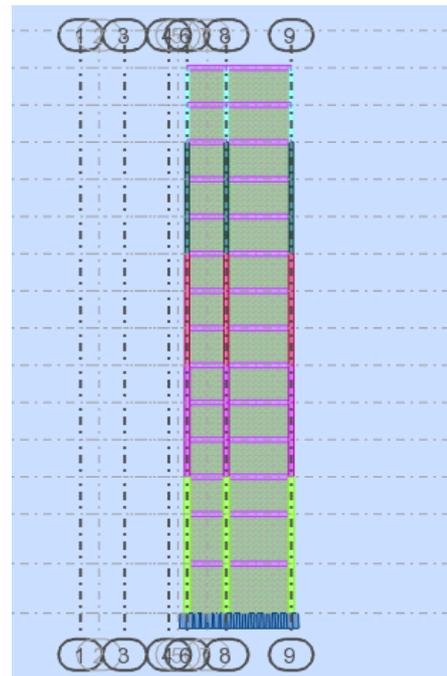


Figure IV.3.3 : Vue en portique selon X et Y.

Mode propre de la structure :

Mode 1 de vibration $T=1.25$ sec (translation sens X)

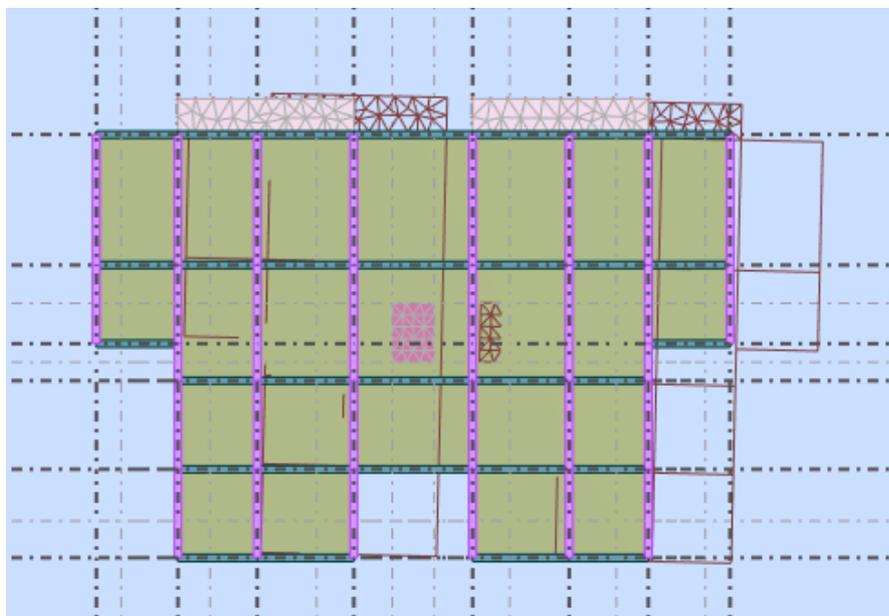


Figure IV.3.4 : Translation selon le sens x-x.

Mode 2 de vibration $T=0.79$ sec (translation sens Y)

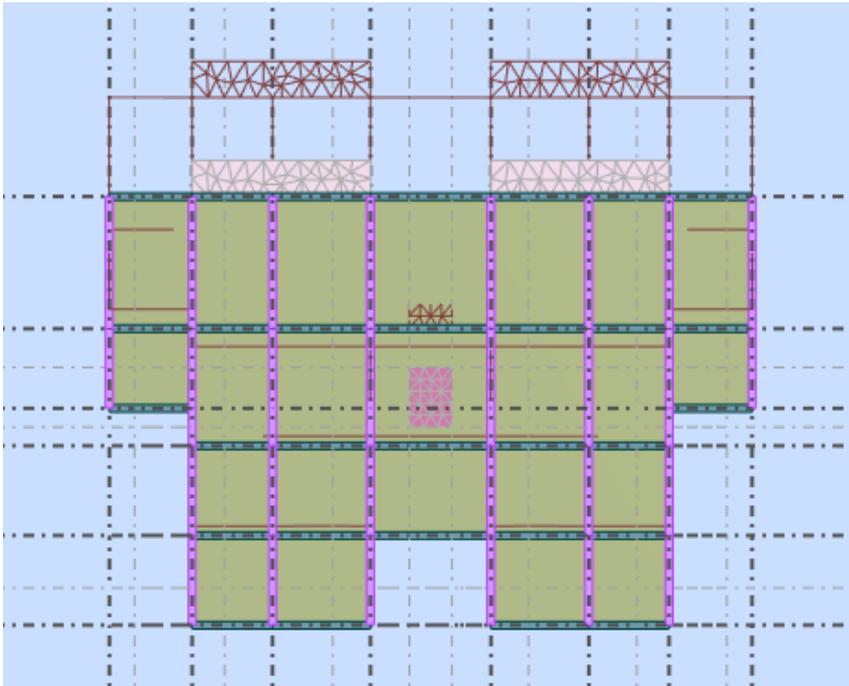


Figure IV.3.4 : Translation selon le sens y-y.

Mode 3 de vibration $T=0.63$ sec (rotation sens Z) :

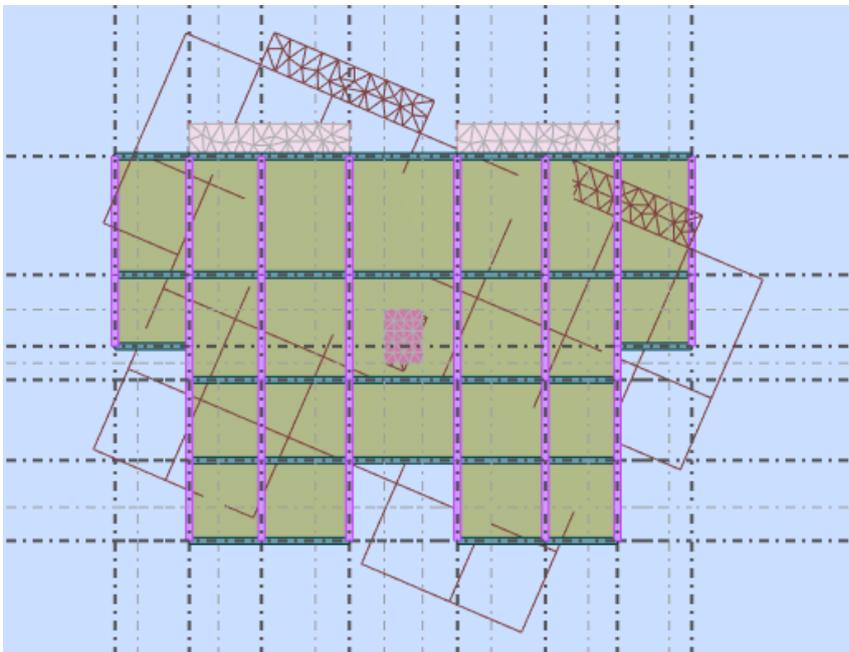


Figure IV.3.5 : Rotation selon le sens z-z.

IV.4 Les résultats

IV.4.1 Période fondamentale (T)

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 de RPA 99 / version 2003

$$\left. \begin{aligned} T &= C_T \times (h_n)^{3/4} \dots\dots\dots (f 4.6) \\ T &= 0,09 \times h_n / \sqrt{D} \dots\dots\dots (f 4.7) \end{aligned} \right\} \mathbf{T = \text{Min} (C_T \times (h_n)^{3/4}; 0,09 \times h_n / \sqrt{D})}$$

Avec :

H_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : **h_N = 43.86 m**

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le RPA 99 / version 2003 (tableau 4.6).

cas	Système de contreventement	C _T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie portique	0.085
3	Auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voile en béton armé	0.050

Tab.IV.3: Valeurs du coefficient

Dans notre structure : **C_T = 0,05**

D : étant de dimension du **Tour** mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée D'où:

$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{D_X}$ avec : $D_X = 26,10$ m Donc $T_X = 0.77$ s

$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{D_Y}$ avec : $D_Y = 17.70$ m Donc $T_Y = 0.93$ s

$T = 0.05 \times h_N^{3/4}$ avec : $T = 0.85$ s

Donc on prend $T = 0.77$ s

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant le tableau suivant

Condition sur T	Condition choisie
Tanalytique < Tempirique	T = Tempirique
Tempirique < Tanalytique < 1,3Tempirique	T = Tanalytique
1,3Tempirique < Tanalytique	T = 1,3Tempirique

1.3Tempirique=1.001 seconde < Tanalytique= 1.25 seconde
 Donc T=1,3Tempirique = 1.001 s

T2=0.5 s < T=1.001s < 3 s

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,5}{1,001} \right)^{2/3} = 1,388$$

D=1,388

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	0,80	1,25	73,04	0,00	0,00	73,04	0,00	0,00
3/ 2	1,27	0,79	73,04	65,49	0,01	0,00	65,49	0,01
3/ 3	1,58	0,63	73,36	65,49	0,01	0,32	0,00	0,00
3/ 4	2,62	0,38	87,19	65,49	0,01	13,83	0,00	0,00
3/ 5	5,06	0,20	91,34	65,49	0,01	4,14	0,00	0,00
3/ 6	5,46	0,18	91,34	83,99	0,05	0,00	18,49	0,04
3/ 7	6,09	0,16	91,92	83,99	0,05	0,58	0,00	0,00
3/ 8	6,67	0,15	91,92	83,99	0,05	0,00	0,00	0,00
3/ 9	6,83	0,15	91,92	85,61	0,07	1,62	0,00	0,02
3/ 10	6,93	0,14	91,93	85,61	0,07	0,00	0,00	0,00
3/ 11	8,32	0,12	94,20	85,61	0,07	2,27	0,00	0,00
3/ 12	8,56	0,12	94,20	85,63	14,80	0,00	0,02	14,73
3/ 13	8,82	0,11	94,20	85,63	14,80	0,00	0,00	0,00
3/ 14	9,50	0,11	94,20	85,63	38,44	0,00	0,00	23,64
3/ 15	9,54	0,10	94,20	85,63	38,44	0,00	0,00	0,00
3/ 16	10,72	0,09	94,20	85,63	42,27	0,00	0,00	3,82
3/ 17	10,74	0,09	94,20	85,63	42,30	0,00	0,00	0,03
3/ 18	11,22	0,09	94,20	85,64	43,97	0,00	0,01	1,67
3/ 19	11,54	0,09	94,21	85,64	44,17	0,00	0,00	0,20
3/ 20	11,58	0,09	94,21	85,64	44,36	0,00	0,00	0,18
3/ 21	11,97	0,08	94,21	85,64	49,03	0,00	0,00	4,68
3/ 22	11,98	0,08	94,21	85,64	49,10	0,00	0,00	0,06
3/ 23	12,01	0,08	95,62	85,64	49,10	1,41	0,00	0,00
3/ 24	12,34	0,08	95,62	85,96	61,54	0,00	0,32	12,44
3/ 25	12,38	0,08	95,68	85,96	61,60	0,06	0,00	0,06
3/ 26	12,70	0,08	95,68	92,10	62,44	0,00	6,14	0,84
3/ 27	14,13	0,07	95,68	92,10	62,94	0,00	0,00	0,50

Tab. IV.4 : Période analytique donnée par Robot.

IV.4.2 Nombre de mode considérer (masse participante) art 4.3.4 du RPA 99/2003

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée.

Dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au 5ème mode dans le sens X-X et au 26ème dans le sens Y-Y.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	0,80	1,25	73,04	0,00
3/ 2	1,27	0,79	73,04	65,49
3/ 3	1,58	0,63	73,36	65,49
3/ 4	2,62	0,38	87,19	65,49
3/ 5	5,06	0,20	91,34	65,49
3/ 6	5,46	0,18	91,34	83,99
3/ 7	6,09	0,16	91,92	83,99
3/ 8	6,67	0,15	91,92	83,99
3/ 9	6,83	0,15	91,92	85,61
3/ 10	6,93	0,14	91,93	85,61
3/ 11	8,32	0,12	94,20	85,61
3/ 12	8,56	0,12	94,20	85,63
3/ 13	8,82	0,11	94,20	85,63
3/ 14	9,50	0,11	94,20	85,63
3/ 15	9,54	0,10	94,20	85,63
3/ 16	10,72	0,09	94,20	85,63
3/ 17	10,74	0,09	94,20	85,63
3/ 18	11,22	0,09	94,20	85,64
3/ 19	11,54	0,09	94,21	85,64
3/ 20	11,58	0,09	94,21	85,64
3/ 21	11,97	0,08	94,21	85,64
3/ 22	11,98	0,08	94,21	85,64
3/ 23	12,01	0,08	95,62	85,64
3/ 24	12,34	0,08	95,62	85,96
3/ 25	12,38	0,08	95,68	85,96
3/ 26	12,70	0,08	95,68	92,10
3/ 27	14,13	0,07	95,68	92,10

Tab. IV.5 : Pourcentage de la masse participante donnée par Robot.

IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Cas	4 - Ex					
Mode CQC						
Somme totale	2217,619	1803,652	28356,378	292,60	2370,11	37,42
Somme réactions	2187,092	4,431	3,866	46,40	54178,66	24147,12
Somme efforts	2187,080	4,379	3,706	45,34	54179,26	24147,11
Vérification	4374,173	8,810	7,572	91,74	108357,92	48294,23
Précision	1,65742e-002	3,68326e-002				
Cas	5 - Ey					
Mode CQC						
Somme totale	658,579	2892,809	23393,645	899,43	133,58	10,72
Somme réactions	4,380	2830,004	99,705	70457,63	1264,33	39844,99
Somme efforts	4,379	2830,011	99,466	70457,84	1260,20	39845,09
Vérification	8,759	5660,015	199,170	140915,46	2524,53	79690,08
Précision	1,65745e-002	3,68326e-002				

Tab. IV.6 : effort tranchant à la base donnée par Robot.

Cas	8 - POIDS					
Mode						
Somme totale	-0,000	0,000	70623,010	-14,49	6,85	1,42
Somme réactions	-0,000	0,000	70623,010	677236,71	-903973,89	0,00
Somme efforts	-0,000	-0,000	-70623,010	-677236,76	903973,89	0,00
Vérification	-0,000	0,000	-0,000	-0,04	-0,00	0,00
Précision	7,76527e-006	2,15090e-015				

Tab. IV.7 : la masse totale de la structure donnée par robot (W)

Si $V_T < 0.8 V$; il faudra augmenter tous les paramètre de la réponse (forces ; déplacements ; moment ...) dans les rapports $\frac{0.8V}{V_t}$

AN : A = 0.15 , Q = 1.15 , R= 5

W : la masse total de la structure donnés par robot donc $W = 68787.749 \text{ KN}$

- Calcul de la force sismique statique :

$$V_{x \text{ statique}} = V_{y \text{ statique}} = \frac{0.15 \times 1.388 \times 1.15}{5} \times 70623.010 = 3381.853 \text{ KN}$$

	$\sum F_x \text{ (KN)}$	$\sum F_y \text{ (KN)}$
E_x	2217.619	1803.652
E_y	658.579	2892.809

Tab. IV.8 :les réactions à la base

$$V_{x \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 2858.495 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 2966.828 \text{ KN}$$

	$V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$	$0.8 \times V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
E_x	2858.495	3381.853	CV
E_y	2966.828	3381.853	CV

Tab. IV.9: Vérification de la résultante des forces sismiques

CHAPITRE IV

modélisation de la structure

- Vérification de déplacement inter étage: Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) :

D'après le RPA 99/2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta x = |d_{xk} - d_{xk-1}| \leq 0,01 h_e$$

$$\Delta y = |d_{yk} - d_{yk-1}| \leq 0,01 h_e$$

4 : Ex

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
4/ 1	0,5	0,0	0,5	0,0	0,00	0,00	0,5	0,0	0,0	0,0
4/ 2	1,4	0,1	0,9	0,0	0,00	0,00	1,5	0,1	0,4	0,0
4/ 3	2,2	0,1	0,8	0,0	0,00	0,00	2,3	0,2	1,3	0,0
4/ 4	3,0	0,1	0,8	0,0	0,00	0,00	3,2	0,3	2,0	0,0
4/ 5	3,9	0,2	0,9	0,0	0,00	0,00	4,1	0,4	2,8	0,0
4/ 6	4,8	0,2	0,9	0,1	0,00	0,00	5,0	0,4	3,6	0,0
4/ 7	5,6	0,3	0,9	0,1	0,00	0,00	5,9	0,6	4,4	0,0
4/ 8	6,4	0,3	0,8	0,1	0,00	0,00	6,8	0,7	5,1	0,0
4/ 9	7,3	0,4	0,8	0,1	0,00	0,00	7,7	0,8	5,9	0,0
4/ 10	8,0	0,5	0,8	0,1	0,00	0,00	8,5	0,9	6,6	0,0
4/ 11	8,8	0,5	0,7	0,1	0,00	0,00	9,3	1,0	7,3	0,0
4/ 12	9,4	0,6	0,7	0,1	0,00	0,00	10,1	1,1	7,9	0,0
4/ 13	10,1	0,6	0,6	0,1	0,00	0,00	10,8	1,2	8,5	0,0
4/ 14	10,6	0,7	0,6	0,1	0,00	0,00	11,4	1,3	9,1	0,0
4/ 15	11,2	0,3	0,5	-0,5	0,00	-0,00	11,4	0,3	10,3	0,2

5 : Ey

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
5/ 1	0,0	0,1	0,0	0,1	0,00	0,00	0,0	0,2	0,0	0,0
5/ 2	0,0	0,4	0,0	0,3	0,00	0,00	0,0	0,5	0,0	0,1
5/ 3	0,0	0,7	0,0	0,3	0,00	0,00	0,1	0,8	0,0	0,4
5/ 4	0,1	1,1	0,0	0,4	0,00	0,00	0,1	1,2	0,0	0,6
5/ 5	0,1	1,5	0,0	0,4	0,00	0,00	0,1	1,7	0,0	0,9
5/ 6	0,1	1,9	0,0	0,4	0,00	0,00	0,2	2,1	0,0	1,3
5/ 7	0,1	2,4	0,0	0,5	0,00	0,00	0,2	2,7	0,0	1,7
5/ 8	0,2	2,9	0,0	0,5	0,00	0,00	0,3	3,2	0,0	2,1
5/ 9	0,2	3,4	0,0	0,5	0,00	0,00	0,3	3,8	0,0	2,5
5/ 10	0,2	3,9	0,0	0,5	0,00	0,00	0,4	4,3	0,0	3,0
5/ 11	0,2	4,4	0,0	0,5	0,00	0,00	0,4	4,9	0,0	3,4
5/ 12	0,3	4,9	0,0	0,5	0,00	0,00	0,5	5,5	0,0	3,9
5/ 13	0,3	5,4	0,0	0,5	0,00	0,00	0,5	6,1	0,0	4,3
5/ 14	0,3	5,9	0,0	0,5	0,00	0,00	0,6	6,6	0,0	4,8
5/ 15	0,2	6,7	-0,2	0,8	-0,00	0,00	0,2	6,9	0,1	5,8

6 : ELU

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
6 (C)/1	-0,0	0,0	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,0	-0,0	-0,0
6 (C)/2	-0,0	0,0	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,0	-0,0	-0,0
6 (C)/3	-0,0	0,0	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,0	-0,0	0,0
6 (C)/4	-0,0	0,1	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,1	-0,0	0,0
6 (C)/5	-0,0	0,1	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,1	-0,0	0,1
6 (C)/6	-0,0	0,1	-0,0	0,0	0,00	0,00	0,0	0,1	-0,0	0,1
6 (C)/13	-0,0	0,1	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,1	-0,0	0,1
6 (C)/8	-0,0	0,2	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,2	-0,0	0,1
6 (C)/9	-0,0	0,2	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,2	-0,0	0,2
6 (C)/10	-0,0	0,3	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,3	-0,0	0,2
6 (C)/11	-0,0	0,3	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,3	-0,0	0,3
6 (C)/3	-0,0	0,3	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,3	-0,0	0,3
6 (C)/13	-0,0	0,4	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,4	-0,0	0,3
6 (C)/14	-0,0	0,4	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,4	-0,0	0,4
6 (C)/15	-0,0	0,5	0,0	0,1	0,00	0,00	-0,0	0,5	-0,0	0,4

CHAPITRE IV

modélisation de la structure

7 : ELS

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
7 (C)/1	-0,0	0,0	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,0	-0,0	-0,0
7 (C)/2	-0,0	0,0	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,0	-0,0	-0,0
7 (C)/3	-0,0	0,0	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,0	-0,0	0,0
7 (C)/4	-0,0	0,0	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,0	-0,0	0,0
7 (C)/5	-0,0	0,1	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,1	-0,0	0,0
7 (C)/6	-0,0	0,1	0,0	0,0	0,00	0,00	0,0	0,1	-0,0	0,1
7 (C)/7	-0,0	0,1	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,1	-0,0	0,1
7 (C)/8	-0,0	0,1	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,1	-0,0	0,1
7 (C)/9	-0,0	0,2	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,2	-0,0	0,1
7 (C)/10	-0,0	0,2	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,2	-0,0	0,2
7 (C)/11	-0,0	0,2	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,2	-0,0	0,2
7 (C)/13	-0,0	0,2	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,1	-0,0	0,2
7 (C)/13	-0,0	0,3	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,3	-0,0	0,2
7 (C)/14	-0,0	0,3	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,3	-0,0	0,3
7 (C)/15	-0,0	0,4	0,0	0,1	0,00	0,00	-0,0	0,4	-0,0	0,3

8 : POIDS

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
8 (C)/1	-0,0	0,0	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,0	-0,0	-0,0
8 (C)/2	-0,0	0,0	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,0	-0,0	-0,0
8 (C)/3	-0,0	0,0	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,0	-0,0	0,0
8 (C)/4	-0,0	0,0	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,0	-0,0	0,0
8 (C)/5	-0,0	0,0	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,0	-0,0	0,0
8 (C)/6	-0,0	0,1	0,0	0,0	0,00	0,00	0,0	0,1	-0,0	0,0
8 (C)/7	-0,0	0,1	0,0	0,0	0,00	0,00	0,0	0,1	-0,0	0,0
8 (C)/15	-0,0	0,1	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,1	-0,0	0,1
8 (C)/9	-0,0	0,1	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,1	-0,0	0,1
8 (C)/10	-0,0	0,2	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,2	-0,0	0,1
8 (C)/11	-0,0	0,2	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,2	-0,0	0,2
8 (C)/12	-0,0	0,2	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,2	-0,0	0,2
8 (C)/13	-0,0	0,2	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,2	-0,0	0,2
8 (C)/14	-0,0	0,3	-0,0	0,0	-0,00	0,00	0,0	0,3	-0,0	0,2
8 (C)/15	-0,0	0,3	0,0	0,0	0,00	0,00	-0,0	0,3	-0,0	0,3

9 : G+Q+Ex

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
9 (C) (CG)	0,5	0,0	0,5	0,0	0,00	0,00	0,5	0,1	0,0	-0,0
9 (C) (CG)	1,4	0,1	0,9	0,0	0,00	0,00	1,5	0,1	0,4	0,0
9 (C) (CG)	11,2	0,1	0,8	0,0	0,00	0,00	0,5	0,1	0,4	0,0
9 (C) (CG)	3,0	0,2	0,9	0,1	0,00	0,00	3,2	0,3	2,0	0,0
9 (C) (CG)	3,9	0,2	0,9	0,1	0,00	0,00	4,1	0,4	2,8	0,0
9 (C) (CG)	4,8	0,3	0,9	0,1	0,00	0,00	5,0	0,5	3,6	0,1
9 (C) (CG)	5,6	0,4	0,9	0,1	0,00	0,00	5,9	0,6	4,4	0,1
9 (C) (CG)	6,4	0,5	0,8	0,1	0,00	0,00	6,8	0,8	5,2	0,1
9 (C) (CG)	7,3	0,6	0,8	0,1	0,00	0,00	7,7	0,9	5,9	0,1
9 (C) (CG)	8,0	0,6	0,8	0,1	0,00	0,00	8,5	1,1	6,6	0,2
9 (C) (CG)	8,8	0,7	0,7	0,1	0,00	0,00	9,3	1,2	7,3	0,2
9 (C) (CG)	9,4	0,8	0,7	0,1	0,00	0,00	10,1	1,4	7,9	0,2
9 (C) (CG)	10,1	0,9	0,6	0,1	0,00	0,00	10,8	1,5	8,5	0,3
9 (C) (CG)	10,6	1,0	0,6	0,1	0,00	0,00	11,4	1,6	9,1	0,3
9 (C) (CG)	11,2	0,6	0,5	-0,4	0,00	-0,00	11,4	0,6	10,3	0,6

10 : G+Q-Ex

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
10 (C) (C)	-0,5	-0,0	-0,5	-0,0	-0,00	-0,00	0,0	0,0	-0,5	-0,0
10 (C) (C)	-1,4	-0,0	-0,9	-0,0	-0,00	-0,00	-0,4	0,0	-1,5	-0,1
10 (C) (C)	-2,2	-0,1	-0,8	-0,0	-0,00	-0,00	-1,3	0,0	-2,3	-0,2
10 (C) (C)	-3,0	-0,1	-0,8	-0,0	-0,00	-0,00	-2,0	0,0	-3,2	-0,2
10 (C) (C)	-3,9	-0,1	-0,9	-0,0	-0,00	-0,00	-2,8	0,1	-4,1	-0,3
10 (C) (C)	-4,8	-0,2	-0,9	-0,0	-0,00	-0,00	-3,6	0,1	-5,0	-0,4
10 (C) (C)	-5,6	-0,2	-0,9	-0,0	-0,00	-0,00	-4,4	0,1	-5,9	-0,4
10 (C) (C)	-6,4	-0,2	-0,8	-0,0	-0,00	-0,00	-5,2	0,1	-6,8	-0,5
10 (C) (C)	-7,3	-0,2	-0,8	-0,0	-0,00	-0,00	-5,9	0,2	-7,7	-0,6
10 (C) (C)	-8,0	-0,3	-0,8	-0,0	-0,00	-0,00	-6,6	0,2	-8,5	-0,7
10 (C) (C)	-8,8	-0,3	-0,7	-0,0	-0,00	-0,00	-7,3	0,2	-9,3	-0,8
10 (C) (C)	-6,4	-0,3	-0,7	-0,0	-0,00	-0,00	-7,9	0,2	-10,1	-0,9
10 (C) (C)	-10,1	-0,3	-0,6	-0,0	-0,00	-0,00	-8,5	0,3	-10,8	-0,9
10 (C) (C)	-10,7	-0,4	-0,6	-0,1	-0,00	-0,00	-9,1	0,3	-11,4	-1,0
10 (C) (C)	-11,2	0,1	-0,5	0,5	-0,00	0,00	-10,3	0,1	-11,4	0,1

CHAPITRE IV

modélisation de la structure

11 : G+Q+Ey

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
11 (C) (C)	0,0	0,1	0,0	0,1	0,00	0,00	0,0	0,2	-0,0	-0,0
11 (C) (C)	0,0	0,4	0,0	0,3	0,00	0,00	0,0	0,5	-0,0	0,1
11 (C) (C)	0,0	0,8	0,0	0,3	0,00	0,00	0,1	0,8	0,0	0,4
11 (C) (C)	0,1	1,1	0,0	0,4	0,00	0,00	0,1	1,2	0,0	0,7
11 (C) (C)	0,1	1,5	0,0	0,4	0,00	0,00	0,1	1,7	0,0	1,0
11 (C) (C)	0,1	2,0	0,0	0,5	0,00	0,00	0,2	2,2	0,0	1,4
11 (C) (C)	0,1	2,5	0,0	0,5	0,00	0,00	0,2	2,8	0,0	1,8
11 (C) (C)	0,2	3,0	0,0	0,5	0,00	0,00	0,3	3,3	0,0	2,2
11 (C) (C)	0,2	3,5	0,0	0,5	0,00	0,00	0,3	3,9	0,0	2,6
11 (C) (C)	0,2	4,1	0,0	0,5	0,00	0,00	0,4	4,5	0,0	3,1
11 (C) (C)	0,2	4,6	0,0	0,5	0,00	0,00	0,4	5,1	0,0	3,6
11 (C) (C)	0,3	5,2	0,0	0,5	0,00	0,00	0,5	5,7	0,0	4,1
11 (C) (C)	0,3	5,7	0,0	0,5	0,00	0,00	0,5	6,3	0,0	4,6
11 (C) (C)	0,3	6,2	0,0	0,5	0,00	0,00	0,6	6,9	0,0	5,1
11 (C) (C)	0,1	7,1	-0,2	0,8	-0,00	0,00	0,2	0,2	0,0	6,1

12 : G+Q-Ey

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
12 (C) (C)	-0,0	-0,1	-0,0	-0,1	-0,00	-0,00	0,0	0,0	-0,0	-0,2
12 (C) (C)	-0,0	-0,4	-0,0	-0,3	-0,00	-0,00	-0,0	-0,1	-0,0	-0,5
12 (C) (C)	-0,0	-0,7	-0,0	-0,3	-0,00	-0,00	-0,0	-0,4	-0,1	-0,8
12 (C) (C)	-0,1	-1,0	-0,0	-0,3	-0,00	-0,00	-0,0	-0,6	-0,1	-1,2
12 (C) (C)	-0,1	-1,4	-0,0	-0,4	-0,00	-0,00	-0,0	-0,9	-0,1	-1,6
12 (C) (C)	-0,1	-1,8	-0,0	-0,4	-0,00	-0,00	-0,0	-1,2	-0,2	-2,1
12 (C) (C)	-0,1	-2,3	-0,0	-0,4	-0,00	-0,00	-0,0	-1,6	-0,2	-2,6
12 (C) (C)	-0,2	-2,7	-0,0	-0,5	-0,00	-0,00	-0,0	-2,0	-0,3	-3,1
12 (C) (C)	-0,2	-3,2	-0,0	-0,5	-0,00	-0,00	-0,0	-2,4	-0,3	-3,6
12 (C) (C)	-0,2	-3,7	-0,0	-0,5	-0,00	-0,00	-0,0	-2,8	-0,4	-4,2
12 (C) (C)	-0,2	-4,2	-0,0	-0,5	-0,00	-0,00	-0,0	-3,2	-0,4	-4,7
12 (C) (C)	-0,3	-4,7	-0,0	-0,5	-0,00	-0,00	-0,0	-3,7	-0,5	-5,2
12 (C) (C)	-0,3	-5,1	-0,0	-0,5	-0,00	-0,00	-0,0	-4,1	-0,5	-5,8
12 (C) (C)	-0,3	-5,6	-0,0	-0,5	-0,00	-0,00	-0,0	-4,5	-0,6	-6,3
12 (C) (C)	-0,2	-6,4	0,2	-0,7	0,00	-0,00	-0,1	-5,5	-0,2	-6,5

13 : 0.8G+Ex

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
13 (C) (C)	0,5	0,0	0,5	0,0	0,00	0,00	0,5	0,1	0,0	-0,0
13 (C) (C)	1,4	0,1	0,9	0,0	0,00	0,00	1,5	0,1	0,4	0,0
13 (C) (C)	2,2	0,1	0,8	0,0	0,00	0,00	2,3	0,2	1,3	0,0
13 (C) (C)	3,0	0,2	0,8	0,1	0,00	0,00	3,2	0,3	2,0	0,0
13 (C) (C)	3,9	0,2	0,9	0,1	0,00	0,00	4,1	0,4	2,8	0,0
13 (C) (C)	4,8	0,3	0,9	0,1	0,00	0,00	5,0	0,5	3,6	0,0
13 (C) (C)	5,6	0,3	0,9	0,1	0,00	0,00	5,9	0,6	4,4	0,1
13 (C) (C)	6,4	0,4	0,8	0,1	0,00	0,00	6,8	0,7	5,2	0,1
13 (C) (C)	7,3	0,5	0,8	0,1	0,00	0,00	7,7	0,9	5,9	0,1
13 (C) (C)	8,0	0,6	0,8	0,1	0,00	0,00	8,5	1,0	6,6	0,1
13 (C) (C)	8,8	0,7	0,7	0,1	0,00	0,00	9,3	1,1	7,3	0,1
13 (C) (C)	9,4	0,7	0,7	0,1	0,00	0,00	10,1	1,3	7,9	0,1
13 (C) (C)	10,1	0,8	0,6	0,1	0,00	0,00	10,8	1,4	8,5	0,2
13 (C) (C)	10,6	0,9	0,6	0,1	0,00	0,00	11,4	1,5	9,1	0,2
13 (C) (C)	11,2	0,5	0,5	-0,4	0,00	-0,00	11,4	0,5	10,3	0,4

CHAPITRE IV

modélisation de la structure

14 : 0.8G-Ex

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
14 (C) (C)	-0,5	-0,0	-0,5	-0,0	-0,00	-0,00	0,0	0,0	-0,5	-0,0
14 (C) (C)	-1,4	-0,0	-0,9	-0,0	-0,00	-0,00	-0,4	0,0	-1,5	-0,1
14 (C) (C)	-2,2	-0,1	-0,8	-0,0	-0,00	-0,00	-1,3	0,0	-2,3	-0,2
14 (C) (C)	-3,0	-0,1	-0,8	-0,0	-0,00	-0,00	-2,0	0,0	-3,2	-0,2
14 (C) (C)	-3,9	-0,1	-0,9	-0,0	-0,00	-0,00	-2,8	0,0	-4,1	-0,3
14 (C) (C)	-4,8	-0,2	-0,9	-0,0	-0,00	-0,00	-3,6	0,0	-5,0	-0,4
14 (C) (C)	-5,6	-0,2	-0,9	-0,0	-0,00	-0,00	-4,4	0,1	-5,9	-0,5
14 (C) (C)	-6,4	-0,3	-0,8	-0,0	-0,00	-0,00	-5,2	0,1	-6,8	-0,6
14 (C) (C)	-7,3	-0,3	-0,8	-0,0	-0,00	-0,00	-5,9	0,1	-7,7	-0,7
14 (C) (C)	-8,0	-0,3	-0,8	-0,0	-0,00	-0,00	-6,6	0,1	-8,5	-0,8
14 (C) (C)	-8,8	-0,4	-0,7	-0,0	-0,00	-0,00	-7,3	0,1	-9,3	-0,9
14 (C) (C)	-9,4	-0,4	-0,7	-0,0	-0,00	-0,00	-7,9	0,2	-10,1	-0,9
14 (C) (C)	-10,1	-0,4	-0,6	-0,0	-0,00	-0,00	-8,5	0,2	-10,8	-1,0
14 (C) (C)	-10,7	-0,5	-0,6	-0,1	-0,00	-0,00	-9,1	0,2	-11,4	-1,1
14 (C) (C)	-11,2	-0,0	-0,5	0,5	-0,00	0,00	-10,3	-0,0	-11,4	-0,0

15 : 0.8G+Ey

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
15 (C) (C)	0,0	0,1	0,0	0,1	0,00	0,00	0,0	0,2	-0,0	0,0
15 (C) (C)	0,0	0,4	0,0	0,3	0,00	0,00	0,0	0,5	0,0	0,1
15 (C) (C)	0,0	0,7	0,0	0,3	0,00	0,00	0,1	0,8	0,0	0,4
15 (C) (C)	0,1	1,1	0,0	0,4	0,00	0,00	0,1	1,2	0,0	0,7
15 (C) (C)	0,1	1,5	0,0	0,4	0,00	0,00	0,1	1,7	0,0	1,0
15 (C) (C)	0,1	2,0	0,0	0,4	0,00	0,00	0,2	2,2	0,0	1,3
15 (C) (C)	0,1	2,4	0,0	0,5	0,00	0,00	0,2	2,7	0,0	1,7
15 (C) (C)	0,2	2,9	0,0	0,5	0,00	0,00	0,3	3,3	0,0	2,2
15 (C) (C)	0,2	3,5	0,0	0,5	0,00	0,00	0,3	3,9	0,0	2,6
15 (C) (C)	0,2	4,0	0,0	0,5	0,00	0,00	0,4	4,5	0,0	3,1
15 (C) (C)	0,2	4,5	0,0	0,5	0,00	0,00	0,4	5,1	0,0	3,5
15 (C) (C)	0,3	5,1	0,0	0,5	0,00	0,00	0,5	5,7	0,0	4,0
15 (C) (C)	0,3	5,6	0,0	0,5	0,00	0,00	0,5	6,2	0,0	4,5
15 (C) (C)	0,3	6,1	0,0	0,5	0,00	0,00	0,6	6,8	0,0	5,0
15 (C) (C)	0,1	7,0	-0,2	0,8	-0,00	0,00	0,2	7,1	0,0	6,0

16 : 0.8G-Ey

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
16 (C) (C)	-0,0	-0,1	-0,0	-0,1	-0,00	-0,00	0,0	0,0	-0,0	-0,2
16 (C) (C)	-0,0	-0,4	-0,0	-0,3	-0,00	-0,00	-0,0	-0,1	-0,0	-0,5
16 (C) (C)	-0,0	-0,7	-0,0	-0,3	-0,00	-0,00	-0,0	-0,4	-0,1	-0,8
16 (C) (C)	-0,1	-1,1	-0,0	-0,3	-0,00	-0,00	-0,0	-0,6	-0,1	-1,2
16 (C) (C)	-0,1	-1,4	-0,0	-0,4	-0,00	-0,00	-0,0	-0,9	-0,1	-1,6
16 (C) (C)	-0,1	-1,9	-0,0	-0,4	-0,00	-0,00	-0,0	-1,3	-0,2	-2,1
16 (C) (C)	-0,1	-2,3	-0,0	-0,5	-0,00	-0,00	-0,0	-1,6	-0,2	-2,6
16 (C) (C)	-0,2	-2,8	-0,0	-0,5	-0,00	-0,00	-0,0	-2,0	-0,3	-3,1
16 (C) (C)	-0,2	-3,3	-0,0	-0,5	-0,00	-0,00	-0,0	-2,4	-0,3	-3,7
16 (C) (C)	-0,2	-3,8	-0,0	-0,5	-0,00	-0,00	-0,0	-2,9	-0,4	-4,2
16 (C) (C)	-0,2	-4,3	-0,0	-0,5	-0,00	-0,00	-0,0	-3,3	-0,4	-4,8
16 (C) (C)	-0,3	-4,8	-0,0	-0,5	-0,00	-0,00	-0,0	-3,7	-0,5	-5,3
16 (C) (C)	-0,3	-5,2	-0,0	-0,5	-0,00	-0,00	-0,0	-4,2	-0,5	-5,9
16 (C) (C)	-0,3	-5,7	-0,0	-0,5	-0,00	-0,00	-0,0	-4,6	-0,6	-6,4
16 (C) (C)	-0,2	-6,5	0,2	-0,8	0,00	-0,00	-0,1	-4,2	-0,2	-6,6

Tab.IV.10: déplacement inter étage

$(\Delta x, \Delta y) < 3,06$ m..... donc condition est vérifiée.

$(\Delta x, \Delta y) < 4,08$ m..... donc condition est vérifiée.

CHAPITRE IV

modélisation de la structure

IV.4.4 Vérification de L'effort de la torsion d'axe vertical

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, nous supposons qu'à chaque niveau et chaque direction. La résultante des forces a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)

-excentricité théorique résultant des plans

Calcul e_x accidentelle et e_y accidentelle :

$$e_x \text{ accidentelle} = 0.05 L_x = 0.05 \times 25.60 = 1.28 \text{ m}$$

$$e_y \text{ accidentelle} = 0.05 L_y = 0.05 \times 18.65 = 0.933 \text{ m}$$

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]
1/ 1	SSOL	345554,82	12,80 9,20 -1,59	12,80 7,86 -1,59	11158395,69	23128536,55	33051041,57	0,00	1,34
1/ 2	RDC	344294,13	12,80 9,21 2,48	12,80 7,86 2,48	11144907,99	23122897,39	33038348,07	0,00	1,35
1/ 3	Etage 1	278706,02	12,80 9,27 6,02	12,80 7,90 6,02	8796746,62	18157202,83	26384480,10	0,00	1,37
1/ 4	Etage 2	263435,95	12,80 9,30 9,10	12,80 7,86 9,10	8261252,57	17129017,43	24850257,11	0,00	1,43
1/ 5	Etage 3	263435,95	12,80 9,30 12,1	12,80 7,86 12,1	8261252,57	17129017,43	24850257,11	0,00	1,43
1/ 6	Etage 4	263435,95	12,80 9,30 15,2	12,80 7,86 15,2	8261252,57	17129017,43	24850257,11	0,00	1,43
1/ 7	Etage 5	249620,16	12,80 9,33 18,3	12,80 7,84 18,3	7776125,13	16198584,63	23461881,81	0,00	1,49
1/ 8	Etage 6	249620,16	12,80 9,33 21,3	12,80 7,84 21,3	7776125,13	16198584,63	23461881,81	0,00	1,49
1/ 9	Etage 7	249620,16	12,80 9,33 24,4	12,80 7,84 24,4	7776125,13	16198584,63	23461881,81	0,00	1,49
1/ 10	Etage 8	237258,67	12,80 9,36 27,5	12,80 7,82 27,5	7341448,91	15365915,28	22219369,70	0,00	1,54
1/ 11	Etage 9	237258,67	12,80 9,36 30,5	12,80 7,82 30,5	7341448,91	15365915,28	22219369,70	0,00	1,54
1/ 12	Etage 10	237258,67	12,80 9,36 33,6	12,80 7,82 33,6	7341448,91	15365915,28	22219369,70	0,00	1,54
1/ 13	Etage 11	226351,48	12,80 9,39 36,7	12,80 7,80 36,7	6957337,95	14631033,70	21122758,37	0,00	1,59
1/ 14	TERRASSE	218329,29	12,80 9,40 39,7	12,80 7,73 39,7	6925490,80	14603777,80	21074218,51	0,00	1,66
1/ 15	TERRASSE 1	9093,46	12,80 9,55 43,2	12,80 9,55 43,2	48012,00	50884,35	82654,85	0,00	0,0

Tab.IV.11 : l'excentricité (centre de gravité, centre de rigidité)

$$e_x \text{ accidentelle} > e_{x0} \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$e_y \text{ accidentelle} > e_{y0} \dots \text{condition non vérifiée.}$$

IV.4.5 Vérification L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003)

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

Avec :

PK : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ». $PK = \Sigma (W_{GI} + \beta W_{QI})$

CHAPITRE IV

modélisation de la structure

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5** du **RPA 99 / version 2003**.

Pour notre type (bâtiment d'habitation) : $\beta = 0,20$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_K : Hauteur de l'étage « k ».

Niveau	P _k [kN]	h _k [m]	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_K [m]	V _K [kN]	Θ_K	Δ_K [m]	V _K [kN]	Θ_K
15	236,374	3.06	0.005	39,944	0.009	0.001	68,83	0.001
14	5460,085	3.06	0.009	456,614	0.035	0.003	605,724	0.008
13	10026,499	3.06	0.008	716,755	0.036	0.003	969,988	0.010
12	14670,814	3.06	0.008	930,432	0.041	0.004	1233,756	0.015
11	19347,454	3.06	0.009	1108,285	0.051	0.004	1433,391	0.017
10	24024,094	3.06	0.009	1255,386	0.056	0.004	1607,887	0.019
9	28785,325	3.06	0.009	1386,573	0.061	0.005	1781,608	0.026
8	33583,189	3.06	0.008	1504,643	0.058	0.005	1951,168	0.028
7	38381,054	3.06	0.008	1617,964	0.062	0.005	2105,214	0.029
6	43273,461	3.06	0.008	1730,87	0.065	0.005	2245,243	0.031
5	48206,812	3.06	0.007	1842,281	0.059	0.005	2379,526	0.033
4	53140,164	3.06	0.007	1950,542	0.062	0.005	2515,246	0.034
3	58178,01	3.06	0.006	2045,801	0.055	0.005	2649,526	0.035
2	64116,024	4.08	0.006	2138,917	0.044	0.005	2776,176	0.028
1	70623,01	4.08	0.005	2187,08	0.039	0.008	2830,011	0.048

Tab. IV.12 : vérification l'effet P- Δ dans les deux sens X-X et Y-

Donc La condition effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) est vérifiée ($\theta \leq 0.10$)

IV.4.6 Vérification l'effort normaux pour les poteaux : (Art 7.4.3.1)

L'effort normal de compression de calcul (effort normal réduit) est limité par la

condition suivante : $\vartheta = \frac{N_D}{B_C \times F_{c28}}$

CHAPITRE IV

modélisation de la structure

Avec :

N_D : effort normal de calcul (tiré à partir de logicielle de calcul robot)

B_C : l'aire de la section (bxh)

F_{c28} : Résistance caractéristique de béton

En sélectionnant les 8 combinaisons d'actions sismique ($G+Q\pm E$ et $0.8G\pm E$)

Donc : $N_D = 2016.471$ KN (à la base)

$$\vartheta = \frac{2016.471}{50 \times 50 \times 2.5} = 0.32 > 0.3 \dots \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc il faut, augmenter les paramètre du dénominateur B_C ou F_{c28} . les résultats après augmentation des sections des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	La nouvelle section (Cm)	Effort normale N_D (KN)	ϑ	Vérification $\vartheta < 0.30$
12 ^{ème}	35x35	268.840	0.087	CV
11 ^{ème}	35x35	268.840	0.087	CV
10 ^{ème}	40x40	644.593	0.161	CV
9 ^{ème}	40x40	644.593	0.161	CV
8 ^{ème}	40x40	644.593	0.161	CV
7 ^{ème}	45x45	1045.944	0.206	CV
6 ^{ème}	45x45	1045.944	0.206	CV
5 ^{ème}	45x45	1045.944	0.206	CV
4 ^{ème}	50x50	1478.017	0.236	CV
3 ^{ème}	50x50	1478.017	0.236	CV
2 ^{ème}	50x50	1478.017	0.236	CV
1 ^{ème}	55x55	2265.123	0.299	CV
RDC	55x55	2265.123	0.299	CV
S-SOL(la base)	55x55	2265.123	0.299	CV

Tab. IV.13: vérifications effort normale réduit.

Les efforts normale N_D (KN) qui on a tiré à partir de logicielle de calcul robot :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2265,123	179,086	121,860	7,54	85,02	68,93
Barre	519	505	477	282	519	435
Noeud	556	542	511	302	556	466
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
MIN	-606,463	-153,723	-122,336	-7,62	-84,58	-92,23
Barre	435	659	519	268	477	505
Noeud	466	706	556	288	511	542
Cas	16 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)

Tab. IV.14 : Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau Sous-sol et RDC.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1478,017	98,224	85,917	5,18	86,03	46,94
Barre	634	270	523	270	650	314
Noeud	679	289	561	289	697	337
Cas	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
MIN	-251,177	-89,166	-85,926	-5,29	-86,00	-46,65
Barre	438	508	481	284	580	174
Noeud	469	544	516	305	622	187
Cas	16 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)

Tab. IV.15: Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau 2^{ème} et 4^{ème}.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1045,944	59,000	82,943	3,21	88,48	51,43
Barre	637	497	611	273	653	317
Noeud	682	533	655	292	700	340
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
MIN	-91,023	-51,729	-83,286	-3,50	-88,50	-49,11
Barre	441	511	625	287	583	317
Noeud	472	547	670	308	625	339
Cas	16 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)

Tab .IV.16 : Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau 5^{ème} et 7^{ème}.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	644,593	46,889	75,920	1,82	79,92	47,18
Barre	640	500	614	276	656	320
Noeud	685	536	658	295	703	343
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
MIN	-25,942	-30,042	-76,359	-2,16	-80,16	-44,75
Barre	444	320	628	290	586	320
Noeud	476	342	673	311	628	342
Cas	16 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)

Tab. IV.17 : Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau 8^{ème} et 10^{ème}

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	268,840	128,462	79,033	3,07	72,84	49,78
Barre	643	518	616	630	658	1962
Noeud	688	555	660	675	705	763
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
MIN	-18,853	-28,938	-79,299	-3,23	-73,90	-55,87
Barre	574	1962	630	616	588	518
Noeud	615	555	675	660	630	555
Cas	10 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)

Tab. IV.18: Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux niveau 11^{ème} et 12^{ème}

IV.4.7 Justification de l'interaction portique voile

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ROBOT :

Charges sismiques reprise par les portiques :

Sens x-x : 33.27%

Sens y-y : 26.56 %

Charges sismiques reprise par les voiles :

Sens x-x : 66.73%

Sens y-y : 73.44%

Les voiles et les portiques participent conjointement au contreventement, donc le système de contreventement est mixte $\xi=7\%$.

V. Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Ferrailage des poutres

Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

V.1.1 Réglementation

V.1.1.1 Les combinaisons de calcul

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables

$$\text{BAEL 91} \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \text{ à l'ELU} \\ G + Q \text{ à l'ELU} \end{cases}$$

$$\text{RPA 99 / Version 2003} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99/ Version 2003.

V.1.1.2 Recommandations du RPA99/ version 2003

❖ Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Poutres principales (30x40) : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires (30x35) : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

- Poutres principales (30x40) : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$
 $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires (30x35) : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$
 $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

La longueur de recouvrement est de : 40ϕ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

❖ **Armatures transversales (RPA 99 /2003.Art 7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right) \dots\dots\dots \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.}$$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- $\frac{1}{5}A$: 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.
- $\frac{1}{4}A$: 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.

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée

V.1.2 Calcul de ferraillage

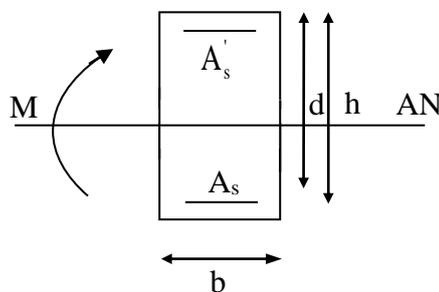


Figure V.1.1 : section en béton armée

Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue,

A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée,

M_U : Moment de flexion,

h : Hauteur de la section du béton,

b : Largeur de la section du béton

d : Hauteur utile $d = h - c$

c : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

➤ **Calcul du moment réduit « μ »**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \text{avec : } \gamma_b = 1,5 \text{ (situation durable) .}$$

V.1.2.1 Calcul du moment réduit limite « μ_l »

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA

1. On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

➤ **1er cas : Section simplement armée $A_{sc} = 0$**

Si $\mu < \mu_l = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

➤ **2^{ème} cas : Section doublement armée $A_{sc} \neq 0$**

Si $\mu > \mu_l = 0.392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{et } \Delta M = M_u - M_l$$

M_u : Moment sollicitant

M_l : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des 8 combinaisons accidentelles.

M_{ELU} : Moment max à l'ELU

M_{ca} : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

Paramètres à utiliser dans les calculs :

	Situation accidentelle	Situation courante
f_{c28} (Mpa)	25	25
f_e (Mpa)	400	400
f_{bu} (Mpa)	21.73	14.16
γ_b	1.15	1.5
γ_s	1	1.15
θ	0.85	1
σ_{st}	400	348

Tab. V.1.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

V.1.2.2 Ferrailages des poutres principales adhésés aux voiles

❖ En travée :

Niveaux	M_{ELU} (KN.m)	A_{S-ELU} Cm ²	M_{com} (KN.m)	A_s (Cm ²)	$A_{s\ max}$ (Cm ²)	Ferrailage	$A_{s\ ad}$ (Cm ²)
13	63.31	5.13	48.31	3.31	5.13	3HA16	6.03
12	50.51	4.04	68.66	4.75	4.75	3HA16	6.03
11	46.50	3.71	70.57	4.90	4.90	3HA16	6.03
10	44.34	3.53	72.68	5.05	5.05	3HA16	6.03
9	40.80	3.23	69.93	4.85	4.85	3HA16	6.03
8	36.78	2.91	70.07	4.86	4.86	3HA16	6.03
7	34.32	2.71	69.88	4.85	4.85	3HA16	6.03
6	30.64	2.41	65.13	4.50	4.50	3HA16	6.03
5	26.12	2.04	61.85	4.27	4.27	3HA16	6.03
4	23.62	1.84	58.37	4.02	4.02	3HA16	6.03
3	19.93	1.55	50.98	3.50	3.50	3HA14	4.62
2	14.94	1.15	43.74	2.99	2.99	3HA14	4.62
RDC	13.25	1.02	35.22	2.39	2.39	3HA14	4.62
S-SOL	64.05	5.20	46.25	3.16	5.20	3HA16	6.03

❖ En appuis :

Niveaux	M_{ELU} (KN.m)	A_{S-ELU} Cm ²	M_{com} (KN.m)	A_s (Cm ²)	$A_{s\ max}$ (Cm ²)	Ferrailage	$A_{s\ ad}$ (Cm ²)
13	-116.16	9.99	-109.00	7.75	9.99	3HA16 (filante) + 3HA14 (chapeau)	10.65
12	-46.12	3.68	-76.98	5.36	5.36	3HA14 (filante) + 3HA12(chapeau)	8.01
11	-43.25	3.44	-77.21	5.38	5.38	3HA14 (filante) + 3HA12(chapeau)	8.01
10	-41.85	3.32	-77.74	5.42	5.42	3HA14 (filante) + 3HA12 (chapeau)	8.01
9	-38.36	3.03	-75.70	5.27	5.27	3HA14 (filante) + 3HA12(chapeau)	8.01
8	-34.72	2.74	-74.22	5.16	5.16	3HA14 (filante) + 3HA12 (chapeau)	8.01
7	-32.46	2.55	-72.70	5.05	5.05	3HA14 (filante) + 3HA12 (chapeau)	8.01
6	-28.66	2.25	-68.56	4.75	4.75	3HA14(filante) + 3HA12 (chapeau)	8.01
5	-25.62	2.00	-64.22	4.44	4.44	3HA12 (filante) + 3HA10 (chapeau)	5.74
4	-23.53	1.83	-59.93	4.13	4.13	3HA12 (filante) + 3HA10 (chapeau)	5.74
3	-20.77	1.61	-53.13	3.65	3.65	3HA12(filante) + 3HA10 (chapeau)	5.74
2	-18.17	1.41	-45.42	3.10	3.10	3HA14	4.62
RDC	-15.09	1.17	-37.47	2.54	2.54	3HA14	4.62
S-SOL	-125.03	10.87	-98.50	6.96	10.87	3HA20 (filante) + 3HA10 (chapeau)	11.77

V.1.2.3 Ferrailages des poutres principales non adhérentes aux voiles

❖ En travée :

Niveaux	M_{ELU} (KN.m)	A_{S-ELU} Cm ²	M_{com} (KN.m)	A_s (Cm ²)	$A_{s\ max}$ (Cm ²)	Ferrailage	$A_{s\ ad}$ (Cm ²)
14	41.89	3.32	33.27	2.25	3.32	3HA14	4.62
13	53.46	4.29	40.70	2.77	4.29	3HA14	4.62
12	42.54	3.38	40.75	2.77	3.38	3HA14	4.62
11	42.92	3.41	44.05	3.01	3.41	3HA14	4.62
10	44.15	3.51	50.24	3.44	3.51	3HA14	4.62
9	40.57	3.22	46.49	3.18	3.22	3HA14	4.62
8	39.74	3.15	50.99	3.50	3.50	3HA14	4.62
7	38.20	3.02	53.89	3.70	3.70	3HA14	4.62
6	33.64	2.65	48.83	3.34	3.34	3HA14	4.62
5	31.89	2.51	49.57	3.39	3.39	3HA14	4.62
4	30.10	2.36	48.91	3.35	3.35	3HA14	4.62
3	25.48	1.99	42.31	2.89	2.89	3HA14	4.62
2	21.89	1.70	38.66	2.63	2.63	3HA14	4.62
RDC	17.34	1.34	32.10	2.17	2.17	3HA14	4.62
S-SOL	49.87	3.99	36.01	2.44	3.99	3HA14	4.62

❖ En appuis

Niveaux	M_{ELU} (KN.m)	A_{S-ELU} Cm ²	M_{com} (KN.m)	A_s (Cm ²)	$A_{s\ max}$ (Cm ²)	Ferrailage	$A_{s\ ad}$ (Cm ²)
14	-36.18	2.86	-49.63	3.40	3.40	3HA14	4.62
13	-76.91	6.33	-62.58	4.32	6.33	3HA16 (filante) + 1HA14 (chapeau)	7.57
12	-52.50	4.21	-53.25	3.72	4.21	3HA14	4.62
11	-50.60	4.05	-57.16	3.93	4.05	3HA14	4.62
10	-52.46	4.21	-61.00	4.20	4.21	3HA14	4.62

9	-48.68	3.89	-57.43	3.95	3.95	3HA14	4.62
8	-48.04	3.84	-59.69	4.11	4.11	3HA14	4.62
7	-46.60	3.72	-60.91	4.20	4.20	3HA14	4.62
6	-41.98	3.33	-55.80	3.83	3.83	3HA14	4.62
5	-38.92	3.08	-54.96	3.78	3.78	3HA14	4.62
4	-35.56	2.81	-53.19	3.65	3.65	3HA14	4.62
3	-30.39	2.39	-46.37	3.17	3.17	3HA14	4.62
2	-25.45	1.99	-41.81	2.85	2.85	3HA14	4.62
RDC	-21.49	1.67	-34.14	2.32	2.32	3HA14	4.62
S-SOL	-91.71	7.67	-71.31	4.95	7.67	4HA16	8.04

V.1.2.4 Ferrailages des poutres secondaires adhérents aux voiles

❖ En travée :

Niveaux	M_{ELU} (KN.m)	A_{S-ELU} Cm ²	M_{com} (KN.m)	A_s (Cm ²)	$A_{s\ max}$ (Cm ²)	Ferrailage	$A_{s\ ad}$ (Cm ²)
13	39.33	3.64	50.39	4.02	4.02	3HA14	4.62
12	49.83	4.68	67.02	5.43	5.43	3HA16	6.03
11	48.79	4.57	68.03	5.52	5.52	3HA16	6.03
10	49.03	4.60	70.52	5.73	5.73	3HA16	6.03
9	44.08	4.11	67.09	5.44	5.44	3HA16	6.03
8	41.51	3.85	71.31	5.80	5.80	3HA16	6.03
7	39.28	3.64	74.29	6.06	6.06	4HA14	6.15
6	38.16	3.53	70.57	5.73	5.73	4HA14	6.15
5	37.80	3.49	70.52	5.73	5.73	4HA14	6.15
4	37.74	3.49	69.85	5.67	5.67	4HA14	6.15
3	37.70	3.48	64.00	5.17	5.17	4HA14	6.15
2	37.32	3.45	61.60	4.97	4.97	4HA14	6.15
RDC	56.57	5.36	64.33	5.20	5.36	4HA14	6.15
S-SOL	11.69	1.04	57.83	4.65	4.65	4HA14	6.15

❖ En appuis :

Niveaux	M _{ELU} (KN.m)	A _{S-ELU} Cm ²	M _{com} (KN.m)	A _s (Cm ²)	A _{s max} (Cm ²)	Ferrailage	A _{s ad} (Cm ²)
13	-65.10	6.24	-68.96	5.60	6.24	3HA16 (filante) + 2HA10 (chapeau)	7.6
12	-108.89	11.20	-106.63	8.95	11.20	3HA20 (filante) + 2HA12 (chapeau)	11.68
11	-107.64	11.05	-107.90	9.07	11.05	3HA20 (filante) + 2HA12 (chapeau)	11.68
10	-106.34	10.89	-109.33	9.20	10.89	3HA20 (filante) + 2HA12 (chapeau)	11.68
9	-103.64	10.56	-108.60	9.13	10.56	3HA20 (filante) + 2HA12 (chapeau)	11.68
8	-100.94	10.23	-108.59	9.13	10.23	3HA20 (filante) + 2HA12 (chapeau)	11.68
7	-98.32	9.94	-108.38	9.12	9.94	3HA16 (filante) + 2HA16 (chapeau)	10.05
6	-94.69	9.52	-107.28	9.01	9.52	3HA16 (filante) + 2HA16 (chapeau)	10.05
5	-90.91	9.07	-106.11	8.91	9.07	3HA16 (filante) + 2HA16 (chapeau)	10.05
4	-87.56	8.69	-104.53	8.76	8.76	3HA16 (filante) + 2HA14 (chapeau)	9.11
3	-83.43	8.23	-101.12	8.44	8.44	3HA16 (filante) + 2HA14 (chapeau)	9.11
2	-80.65	7.92	-97.14	8.09	8.09	3HA16 (filante) + 2HA14 (chapeau)	9.11
RDC	-116.07	12.10	-116.64	9.90	12.10	3HA20 (filante) + 2HA14 (chapeau)	12.48
S-SOL	-28.68	2.62	-58.56	5.02	5.02	3HA14 (filante) + 2HA10 (chapeau)	6.19

V.1.2.5 Ferrailages des poutres secondaires non adhérents aux voiles

❖ En travée :

Niveaux	M_{ELU} (KN.m)	A_{S-ELU} Cm ²	M_{com} (KN.m)	A_s (Cm ²)	$A_{s\ max}$ (Cm ²)	Ferrailage	$A_{s\ ad}$ (Cm ²)
14	10.08	0.90	10.07	0.78	0.90	3HA12	3.39
13	41.92	3.89	36.25	2.86	3.89	3HA14	4.62
12	35.60	3.28	28.75	2.25	3.28	3HA14	4.62
11	33.58	3.08	30.14	2.37	3.08	3HA14	4.62
10	32.84	3.01	31.96	2.51	3.01	3HA14	4.62
9	32.48	2.98	30.97	2.43	2.98	3HA14	4.62
8	31.47	2.88	32.15	2.53	2.88	3HA14	4.62
7	30.60	2.80	32.62	2.57	2.80	3HA14	4.62
6	30.18	2.76	30.94	2.43	2.76	3HA14	4.62
5	29.71	2.71	31.03	2.44	2.71	3HA14	4.62
4	29.36	2.68	31.13	2.45	2.68	3HA14	4.62
3	29.49	2.69	27.53	2.16	2.69	3HA14	4.62
2	28.94	2.64	25.65	2.01	2.64	3HA14	4.62
RDC	43.92	4.09	32.26	2.54	4.09	3HA14	4.62
S-SOL	8.06	0.71	20.45	1.59	1.59	3HA12	3.39

❖ En appuis :

Niveaux	M _{ELU} (KN.m)	A _{S-ELU} Cm ²	M _{com} (KN.m)	A _s (Cm ²)	A _{s max} (Cm ²)	Ferrailage	A _{s ad} (Cm ²)
14	-9.72	0.86	-20.15	1.57	1.57	3HA12	3.39
13	-46.20	4.31	-43.42	3.45	4.31	3HA14	4.62
12	-81.47	8.01	-74.91	6.11	8.01	3HA14 (filante) + 3HA12 (chapeau)	8.01
11	-84.66	8.36	-79.79	6.54	8.36	3HA16 (filante) + 3HA14 (chapeau)	10.65
10	-86.88	8.62	-84.40	6.94	8.62	3HA16 (filante) + 3HA14 (chapeau)	10.65
9	-83.05	8.19	-82.57	6.78	8.19	3HA16 (filante) + 3HA14 (chapeau)	10.65
8	-83.30	8.22	-85.57	7.04	8.22	3HA16 (filante) + 3HA14 (chapeau)	10.65
7	-82.49	8.12	-87.07	7.18	8.12	3HA16 (filante) + 3HA14 (chapeau)	10.65
6	-77.84	7.61	-84.01	6.91	7.61	3HA16 (filante) + 3HA10 (chapeau)	8.38
5	-75.35	7.34	-83.73	6.88	7.34	3HA16 (filante) + 3HA10 (chapeau)	8.38
4	-72.46	7.03	-82.55	6.78	7.03	3HA16 (filante) + 3HA10 (chapeau)	8.38
3	-68.75	6.63	-77.92	6.38	6.63	3HA14 (filante) + 3HA10 (chapeau)	6.97
2	-66.87	6.44	-75.13	6.13	6.44	3HA14 (filante) + 3HA10 (chapeau)	6.97
RDC	-90.56	9.03	-87.08	7.18	9.03	3HA16 (filante) + 2HA14 (chapeau)	9.11
S-SOL	-21.63	1.96	-37.94	3.18	3.18	3HA12	3.39

V.1.3 Vérification à l'ELU

V.1.3.1 Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91/99) :

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st} \geq \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 0.6 + (0.06 \times f_{c28}) = 2.1 \text{ Mpa}$$

- Pour les poutres principales (30 x 40) : $A_{st}^{min} = 1.35 \text{ cm}^2$.
- Pour les poutres secondaires (30 x 35) : $A_{st}^{min} = 1.17 \text{ cm}^2$.

La condition est vérifiée.

V.1.3.2 Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

- Poutres principales de (30 x 40) : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres principales de (30 x 35) : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

La condition du pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est vérifiée.

V.1.3.3 Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_U}{bxd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right\} = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5M_{pa} \right) = 3,33M_{pa}$$

Avec T_U : effort tranchant max à L' ELU

Poutres	Effort tranchant (KN)		b	d	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observation
Poutres principales	T_{max}	141.039	30	37.5	1.25	3.33	condition vérifiée
Poutres secondaires	T_{max}	174.129	30	32.5	1.78	3.33	condition vérifiée

Tab. V.1.2: Vérification aux cisaillements.

V.1.3.4 Influence de l'effort tranchant sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

Lorsqu'au droit d'appuis : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au – delà de l'appariel de l'appuis , une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$

$$D'où : A_u \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\text{-Poutres principales : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 141.039 - \frac{125.03}{0.9 \times 0.375} = -229.42 < 0$$

$$\text{-Poutres secondaires : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 174.129 - \frac{116.07}{0.9 \times 0.325} = -222.69 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

V.1.3.5 Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis (Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{-Poutres principales : } \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 375 \times 300 \times 25}{1.5} = 675 \text{ KN} \implies T_u \leq \bar{T}_u \dots \text{CV}$$

$$\text{-Poutres secondaires : } \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 325 \times 300 \times 25}{1.5} = 585 \text{ KN} \implies T_u \leq \bar{T}_u \dots \text{CV}$$

V.1.3.6 Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton (Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

$$\text{-Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{141.039 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times ((3 \times 3.14 \times 20) + (3 \times 3.14 \times 10))} = 1.49 < 3.15 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$$

$$\text{-Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{174.129 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times ((3 \times 3.14 \times 20) + (2 \times 3.14 \times 14))} = 2.18 < 3.15 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$$

V.1.3.7 Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$

$\Psi = 1.5$ (barre de haute adhérence)

- Pour les \emptyset_{20} : $l_s = 70.55 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{16} : $l_s = 56.44 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{14} : $l_s = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $l_s = 42.33 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{10} : $l_s = 35.27 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée

mesurée hors crochet est au moins égales à : $0.4l_s$, pour les aciers de haute adhérence

- Pour les \emptyset_{20} : $l_a = 28.22 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{16} : $l_a = 22.58 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{14} : $l_a = 19.75 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $l_a = 16.93 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{10} : $l_a = 14.11 \text{ cm}$

V.1.3.8 Calcul des armatures transversales : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

-Poutres principales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}, \Phi_l, \frac{300}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(11\text{mm}, 10\text{mm}, 30\text{mm})$$

Soit : $\emptyset_t = 8$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA } 8 = 2.01\text{cm}^2$.

-Poutres secondaires :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}, \Phi_l, \frac{300}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 10\text{mm}, 30\text{mm})$$

Soit : $\emptyset_t = 8$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

V.1.3.9 Calcul des espacements

➤ **Zone nodale** : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_L; 30 \right\}$

-Poutres principales : $\min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1; 30 \right) = (10; 12; 30) = 8 \text{ cm}$

-Poutres Secondaires : $\min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1; 30 \right) = (8.75; 12; 30) = 8 \text{ cm}$

➤ **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutres principales : $S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \implies$ on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

-Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \implies$ on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

V.1.3.10 Délimitation de la zone nodale

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

-Poutres principales : $l' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

-Poutres secondaires : $l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

V.1.3.11 Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

-Poutres principales : $A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires : $A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2$

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui

V.1.4 Vérification à l'ELU

V.1.4.1 Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

V.1.4.2 Etat limite de déformation du béton en compression

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{ap} \times \beta_1 \times d}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

	M_{smax} (KN.m)	As ELS	As Adopté	ρ_l	β_l	K_l	α_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
en travée	9.24	0.86	4.62	0.578	0.887	29.25	0.339	0.034	70.46	2.395	15	CV
aux appuis	-15.38	1.44	4.62	0.578	0.887	29.25	0.339	0.034	117.28	3.987		

Tab. V.1.4: Vérification du ferrailage des poutres secondaires non adhérentes aux voiles à l'ELS

	M_{smax} (<i>KN.m</i>)	A_s ELS	A_s Adopté	ρ_l	β_l	K_l	α_1	K	σ_s (<i>MPa</i>)	σ_{bc} (<i>MPa</i>)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (<i>MPa</i>)	<i>Obs</i>
en travée	36.86	3.57	4.62	0.578	0.887	29.25	0.339	0.034	281.086	9.55	15	CV
aux appuis	-37.30	3.61	4.62	0.578	0.887	29.25	0.339	0.034	284.442	9.67		

Tab. V.1.5: Vérification du ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles à l'ELS

	M_{smax} (<i>KN.m</i>)	A_s ELS	A_s Adopté	ρ_l	β_l	K_l	α_1	K	σ_s (<i>MPa</i>)	σ_{bc} (<i>MPa</i>)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (<i>MPa</i>)	<i>Obs</i>
en travée	25.64	2.44	4.62	0.578	0.887	29.25	0.339	0.034	195.52	6.65	15	CV
aux appuis	-50.23	4.98	6.03	0.754	0.875	25.00	0.375	0.04	297.50	11.9		

Tab.V.1.6: Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérees aux voiles à l'ELS

	M_{smax} (<i>KN.m</i>)	A_s ELS	A_s Adopté	ρ_l	β_l	K_l	α_1	K	σ_s (<i>MPa</i>)	σ_{bc} (<i>MPa</i>)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (<i>MPa</i>)	<i>Obs</i>
en travée	31.09	2.98	4.62	0.578	0.887	29.25	0.339	0.034	237.08	8.06	15	CV
aux appuis	-58.06	5.85	6.03	0.754	0.875	25.00	0.375	0.04	343.87	13.75		

Tab. V.1.7: Vérification du ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles à l'ELS

V.1.4.3 Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

➤ Calcul de la flèche :

Sens (xx) :

Dans notre cas la flèche est donnée par ROBOT → $f = 0,43 \text{ cm}$

$$f = 0,43 \text{ cm} < F = \frac{530}{500} = 1,06 \text{ cm}$$

Sens (yy) :

Dans notre cas la flèche est donnée par ROBOT → $f = 0,50 \text{ cm}$

$$f = 0,50 \text{ cm} < F = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

V.2 Ferrailage des poteaux

Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Situation	Γ_b	γ_s	f_{c28}	σ_{bc} (Mpa)	F_e (Mpa)	σ_{st} (Mpa)
durables	1.5	1.15	25	14.20	400	348
accidentelle	1.15	1	25	21.73	400	400

Tab. V.2.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

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).

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal de compression (ou de traction) et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.

Conventions :

$N > 0$: Compression

$N < 0$: traction

- Combinaison de calcul :

E LU : $1.35G + 1.5Q$ (BAEL.91_modif.99)

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$ et $0.8 G \pm E$ (RPA.99_modif.2003)

V.2.1 Recommandations et exigence du « RPA.99_modif_2003 »

V.2.1.1 Armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets
- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de 0.8 % en zone IIa
- Poteaux (55 x 55) : $A_{min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ Cm}^2$

- Poteaux (50 x 50) : $A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ Cm}^2$
- Poteaux (45 x 45) : $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.20 \text{ Cm}^2$
- Poteaux (40 x 40) : $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ Cm}^2$
- Poteaux (35 x 35) : $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ Cm}^2$

✓ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de 3 % b x h en zone II

- Poteaux (55 x 55) : $A_{max} = 0.03 \times 55 \times 55 = 90.75 \text{ Cm}^2$
- Poteaux (50 x 50) : $A_{max} = 0.03 \times 50 \times 50 = 75 \text{ Cm}^2$
- Poteaux (45 x 45) : $A_{max} = 0.03 \times 45 \times 45 = 60.75 \text{ Cm}^2$
- Poteaux (40 x 40) : $A_{max} = 0.03 \times 40 \times 40 = 48 \text{ Cm}^2$
- Poteaux (35 x 35) : $A_{max} = 0.03 \times 35 \times 35 = 36.75 \text{ Cm}^2$

✓ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de 6 % b x h en zone II

- Poteaux (55 x 55) : $A_{max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ Cm}^2$
- Poteaux (50 x 50) : $A_{max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ Cm}^2$
- Poteaux (45 x 45) : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ Cm}^2$
- Poteaux (40 x 40) : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ Cm}^2$
- Poteaux (35 x 35) : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ Cm}^2$

• Le diamètre minimum est de 12 mm.

• La longueur minimale des recouvrements est de $40 \varnothing$ en zone II

• La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone II

✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales $h' = \text{Max} (h_e / 6 , b_1 , h_1 , 60 \text{ cm})$

Avec :

h_e : la hauteur de poteaux

$b_1 ; h_1$: Les dimensions de la section transversale du poteau

V.2.1.2 Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures Longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : effort tranchant de calcul

h_1 : 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 la rupture par effort tranchant il est pris égal à :

- $\rho_a = 2.5$ si l'élanement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3.75$ si l'élanement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_g \leq 5$

$$\lambda_g : \text{Élanement géométrique de poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{i} \right) \implies i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0.7L_0$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement du poteau $l_f = 0.7L_0$

S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée
Comme suit:

Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10\emptyset, 15 \text{ cm})$ en zone II

Dans la zone courante $S_t \leq \min(15\emptyset)$ en zone II

\emptyset : 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 $10\emptyset$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.1.3 La quantité d'armatures transversales minimale

$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % est donnée comme suite :

$$\lambda_g \geq 5 \implies 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \implies 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \implies \text{Interpolation entre les valeurs limites présidentes}$$

V.2.2 Les efforts internes dans les poteaux

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans le tableau ci-dessous selon des Différentes combinaisons :

	Sollicitation	Poteaux 55 x55	Poteaux 50 x50	Poteaux 45x45	Poteaux 40 x40	Poteaux 35 x35
Combinaison $1,35G + 1,5Q$ 1 ^{er} cas	N_{max}	2621.304	1903.257	1341.555	828.032	349.098
	M_{corr}	-18.58	9.55	13.30	14.23	15.55
	T_{max}	114.262	86.929	82.491	77.100	81.298
Combinaison $G + Q \pm E$ $0.8 G \pm E$ 2 ^{ème} cas	M_{max}	107.18	106.40	106.14	92.57	83.26
	N_{corr}	2589.831	638.636	427.335	226.298	94.509
	T_{max}	143.862	98.430	92.877	84.066	86.851

Tab. V.2.2 : Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux.

V.2.3 Calcul du ferrailage

Calcul du centre de pression

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

V.2.3.1 Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée

- Le centre de pression se trouve à armatures.

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du Segment limité par les armatures et appliqué est de compression

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u (d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

N_u : Effort de compression

M_f : Moment fictif

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right)$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \implies N_u : \text{Effort de compression} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \implies N_u : \text{Effort de traction}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

❖ Détermination des armatures

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

1^{er} cas : Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_l = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{eme} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_l = 0.392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

V.2.3.2 Section entièrement comprimée (S.E.C)

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$

N : Effort de compression

$$N (d - c) - M_f \geq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N (d - c) - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

$$2^{er} \text{ cas : } \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} < N (d - c) - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 + \frac{c'}{h}} \quad ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

V.2.3.3 Section entièrement tendue (S.E.T)

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N x a}{(d - c')\sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

Les résultats de ferrailages calculés à l'aide de l'application SOCOTEC sont exposés dans le Tableau suivant :

Poteaux	Effort		Situati on	Natu re	A _{sc2}	A _{st2}	A _{min}	ferrailage	A _{adopté}
55 x 55	N _{max} =2621.304	M _{cor} =18.58	ELU	SEC	0	0	24.20	8HA20	25.13
	M _{max} =107.18	N _{cor} =2589.831	ACC	SEC	0	0			
50 x 50	N _{max} =1903.257	M _{cor} =9.55	ELU	SEC	0	0	20.00	4HA20 + 4HA16	20.6
	M _{max} =106.40	N _{cor} =638.636	ACC	SEC	0	0			
45 x 45	N _{max} =1341.555	M _{cor} =13.30	ELU	SEC	0	0	16.20	4HA20 + 4HA14	18.71
	M _{max} =106.14	N _{cor} =427.335	ACC	SPC	0	1.32			
40 x 40	N _{max} =828.032	M _{cor} =14.23	ELU	SEC	0	0	12.80	4HA16 + 4HA14	14.19
	M _{max} =92.57	N _{cor} =226.298	ACC	SPC	0	3.76			
35 x 35	N _{max} =349.098	M _{cor} =15.55	ELU	SEC	0	0	9.8	8HA14	12.31
	M _{max} =83.26	N _{cor} =94.509	ACC	SPC	0	5.77			

Tab. V.2.3 : Ferrailage des poteaux

- Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement (RPA.99 – version 2003) en zone IIa

V.2.4 Vérifications à l'ELU

V.2.4.1 Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
 - Le diamètre minimum est de 12 mm.
 - La longueur minimale des recouvrements est de: $40 \varnothing$ zone II
- ✓ Poteaux (55 x 55) : $l_r = 40 \times 2 = 80$ Cm
 - ✓ Poteaux (50 x 50) : $l_r = 40 \times 2 = 80$ Cm
 - ✓ Poteaux (45 x 45) : $l_r = 40 \times 2 = 80$ Cm
 - ✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1.6 = 64$ Cm
 - ✓ Poteaux (35 x 35) : $l_r = 40 \times 1.4 = 56$ Cm
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ≤ 25 cm

V.2.4.2 Détermination des armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL91/modifiée99, le diamètre des armatures transversales « \varnothing_t » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

✓ Diamètre des barres :

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit} \quad \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

\varnothing_l : Diamètre max des armatures longitudinales
Elles sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

T_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

- $\rho_1 = 2.5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_1 = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$

L'élancement géométrique (λ_g) est donné par la relation :

$$\frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b} = \lambda_g \quad \text{avec } a = b$$

Tel que : $L_f = 0.7 l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau

✓ **Espacement des armatures**

- **Dans la zone nodale :** $S_t \leq \min(10\phi ; 15 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min(10 \times 1.4 ; 15 \text{ cm}) = \min(14 ; 15 \text{ cm}) ; S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Dans la zone courante:** $S_t \leq 15 \phi$.

$$S_t \leq 15\phi = 15 \times 1.4 = 21 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

	Poteau 55 x 55	Poteau 50 x 50	Poteau 45 x 45	Poteau 40 x 40	Poteau 35 x 35
Effort tranchant (KN)	114.262	86.929	82.491	77.100	81.298
Elancement géométrique λ_g	17.98	19.78	16.48	18.55	21.20
Coefficient correcteur ρ_1	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
A_t zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$)	10	10	10	10	10
A_t zone courante ($S_t = 15 \text{ cm}$)	15	15	15	15	15
A^{min} zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$)	1.65	1.5	1.35	1.2	1.05
A^{min} zone courante ($S_t =$ 15 cm)	2.47	2.25	2.02	1.8	1.57
A_{ad}	2.57	2.57	2.57	2.57	2.57

Tab. V.2.4 : Détermination des armatures transversales

Exemple de calcul : poteaux (55 x 55)

$$\text{Zone nodale : } A^{min} = 0.003 \times 55 \times 10 = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 114.262 \times 10}{55 \times 400 \times 10^{-1}} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A^{min} = 0.003 \times 55 \times 15 = 2.47 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 114.262 \times 15}{55 \times 400 \times 10^{-1}} = 1.94 \text{ cm}^2$$

V.2.4.3 Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers a haute adhérence}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.43 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA20 : } l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 70.54 \text{ cm}$$

❖ Délimitation de la zone nodale :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

h_e : la hauteur de poteaux

$b_1; h_1$: Les dimensions de la section transversale du poteau

Poteaux S-SOL : (55 x 55)

$$h' = \max\left(\frac{408}{6}; 55; 55; 60 \text{ cm}\right) = 68 \text{ cm}$$

Poteaux RDC : (50 x 50)

$$h' = \max\left(\frac{408}{6}; 50; 50; 60 \text{ cm}\right) = 68 \text{ cm}$$

Poteaux étage courant : (45 x 45)

$$h' = \max\left(\frac{306}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

Poteaux étage courant : (40 x 40)

$$h' = \max\left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

Poteaux étage terrasse : (35 x 35)

$$h' = \max\left(\frac{306}{6}; 35; 35; 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

poteaux	$h' = \max(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm})$	
(55 x 55) S-SOL	$h' = \max(68 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm})$	$h' = 68 \text{ cm}$
(50 x 50) RDC	$h' = \max(68 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm})$	$h' = 68 \text{ cm}$
(45 x 45)	$h' = \max(51 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
(40 x 40)	$h' = \max(51 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
(35 x 35)	$h' = \max(51 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$

Tab .2.5 : Délimitation des zones nodales.

V.2.4.4 Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5$$

Poteaux	T_u^{max} (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	τ_{bu} (Mpa)	La condition
55 x 55	114.262	55	52	17.98	0.075	1.875	0.399	Condition vérifiée
50 x 50	86.929	50	47	19.78	0.075	1.875	0.369	Condition vérifiée
45 x 45	82.491	45	42	16.48	0.075	1.875	0.436	Condition vérifiée
40 x 40	77.100	40	37	18.55	0.075	1.875	0.520	Condition vérifiée
35 x 35	81.298	35	32	21.20	0.075	1.875	0.725	Condition vérifiée

Tab. V.2.6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

V.2.5 Vérifications à l'ELS

V.2.5.1 Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99)

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{s\text{ ado}} \geq A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_{bc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$
- Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

V.2.5.2 État limite de compression du béton

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ \implies Section entièrement comprimée.
- $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ \implies Section partiellement comprimée.

❖ Vérification d'une section entièrement comprimée :

On calcul l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15 (A'_s + A_s)$ On détermine la position du centre de gravité :

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d) - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15 (A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + (A'_s (0.5 - d - X_G)^2 - A_s (0.5 - d + X_G)^2)$$

- Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s (e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{s} - \frac{N_s (e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ *Vérification d'une Section partiellement comprimée :*

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = Y_2 + L_C$$

Avec :

Y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

Y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_C : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

Y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$Y_2^3 + (P \times Y_2) + q = 0$$

$$\begin{cases} L_C = \frac{h}{2} - e_s \\ P = -3L_C^2 - \frac{90A'_s}{b} (L_C - C') + \frac{90A_s}{b} (d - L_C) \\ q = -2L_C^3 - \frac{90A'_s}{b} (L_C - C') + \frac{90A_s}{b} (d - L_C) \end{cases}$$

On calcul l'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 + 15 [(A_s (d - Y_1)^2 + A'_s (Y_1 - C')^2)]$$

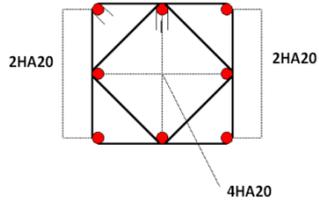
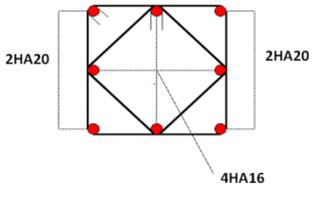
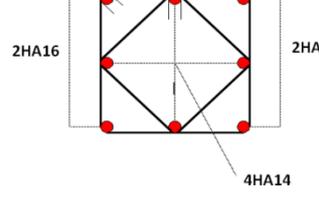
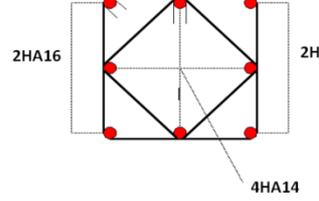
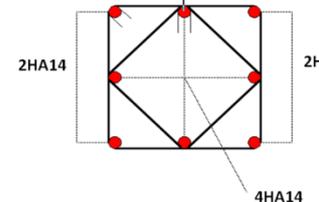
La contrainte de pression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{Y_2 \times N_s}{I} Y_1$

Poteaux	Effort		Situati on	Natu re	A _{sc2}	A _{st2}	A _{min}	ferraillage	A _{dopté}
55 x 55	N _{smax} = 1903.333	M _{scor} = 13.30	ELS	SEC	0	0	1.05	8HA20	25.13
50 x 50	N _{smax} = 1385.314	M _{scor} = 6.85	ELS	SEC	0	0	0.86	4HA20 + 4HA16	20.6
45 x 45	N _{smax} = 976.540	M _{scor} = 9.55	ELS	SEC	0	0	0.72	4HA20 + 4HA14	18.71
40 x 40	N _{smax} = 602.955	M _{scor} = 10.23	ELS	SEC	0	0	0.62	4HA16 + 4HA14	14.19
35 x 35	N _{smax} = 254.708	M _{scor} = 11.21	ELS	SEC	0	0	1.07	8HA14	12.31

Tab.V.2.7: Vérification de la condition de non fragilité.

Conclusions :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s\ min}$ correspondante recommandée par le règlement « **RPA 99/Version 2003** » en zone II

Poteaux	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	coupes schématiques
55 x 55	8HA20	2Ø10	
50 x 50	4HA20 + 4HA16	2Ø10	
45 x 45	4HA16 + 4HA14	2Ø10	
40 x 40	4HA16 + 4HA14	2Ø10	
35 x 35	8HA14	2Ø10	

Tab. V.2.8 : Ferrailage finale des poteaux.

V.3 Ferrailage des voiles

Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitations (**Q**), ainsi sous actions des sollicitations horizontales dues aux séismes(**E**).

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \text{ à l'ELU} \\ G + Q \text{ à l'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA 99/ version 2003}$$

V.3.1 Exposé de la méthode

La méthode de ferrailage des voiles est celle utilisée est la méthode de la R.D.M.

Cette méthode se fait pour une bande de largeur d, elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

V.3.2 Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times \hat{V}}{I}$$

Avec :

V et \hat{V} : Bras de levier : $V = \hat{V} = \frac{l_{voile}}{2}$

I : Moment d'inertie du voile.

B : Section de béton.

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par : $d \leq \min(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c)$

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée : $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L_T$

Avec :

L_T : la longueur de la zone tendue : $L_T = L - L_c$.

$$\sigma_1 = \frac{(L_T - d) |\sigma_{min}|}{L_T}$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- ✓ Section entièrement comprimé (**S.E.C**),
- ✓ Section partiellement comprimé (**S.P.C**),
- ✓ Section entièrement tendue (**S.E.T**)

V.3.2.1 Section entièrement comprimée :

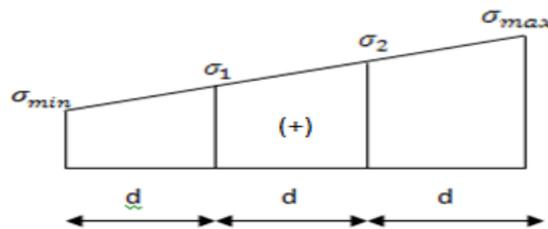


Figure V.3.1. section entièrement comprimée

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile.

V.3.2.2 Section entièrement tendue

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

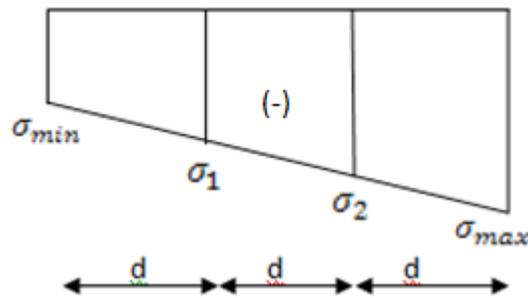


Figure V.3.2. Section entièrement tendue.

V.3.2.3 Section partiellement comprimée

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

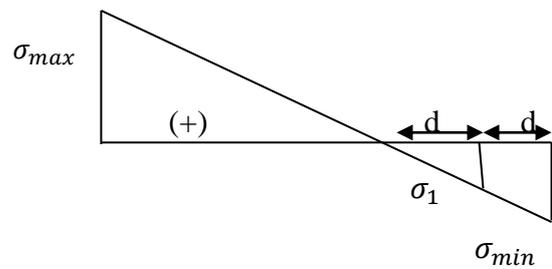


Figure V.3.3. Section partiellement comprimée

V.3.3 Les armatures

V.3.3.1 Les armatures verticales et minimales

Section armature	Section entièrement comprimée	Section partiellement Comprimée	Section entièrement tendue
Armatures verticales	$A_{vi} = \frac{N_i + Bx f_{c28}}{\sigma_s}$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$
Armatures minimales	$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ $0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$	$A_{min} \geq \max(0.23 \frac{B f_{t28}}{f_e} ;$ $0.005B)$	$A_{min} \geq \max(0.23 \frac{B f_{t28}}{f_e} ;$ $0.15\%B)$

Tab V.3.1. Armature verticales et minimales dans des différentes sections

Avec :

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2%** de la section horizontale du béton tendu.

V.3.3.2 Les armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à **135°** ayant une longueur de $10\emptyset$ et disposée de manière à ce quelles servent de cadres aux armatures verticales. **La section de ces armatures est :**

$A_H \geq 0.15\%B$ globalement dans la section du voile } **art 7.7.4.3 RPA 99/ version 2003**

$A_H \geq 0.15\%B$ en zone courante

$A_H \geq \frac{A_v}{4}$ } **BAEL 91 modifié 99**

A_v : Section d'armatures verticales.

B : Section du béton.

- ✓ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- ✓ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doit pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

V.3.3.3 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/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V.3.3.4 Armatures de potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.3.3.5 Espacement

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA99/version 2003, L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles 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 égal à 15 cm.

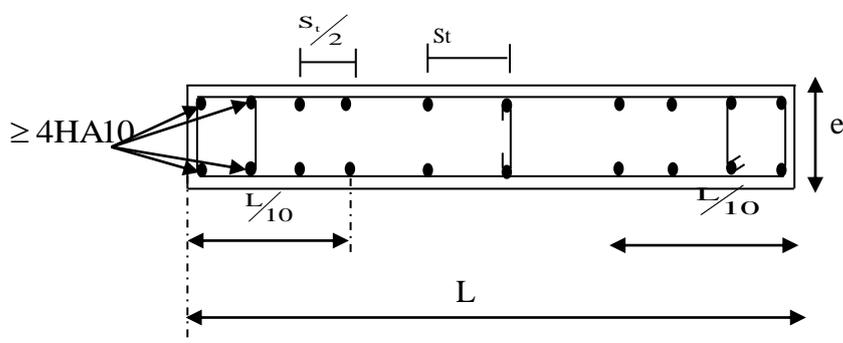


Fig V.3.4 . Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.3.4 Vérification

V.3.4.1 Vérification à l'ELS

- Les contraintes dans le béton :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

- **Les contraintes limites de cisaillement : Art 7.7.2 RPA99/version2003**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d}$$

$$\bar{T} = 1,4 T_u \text{ calculé}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **La contrainte limites de cisaillement : Art A.5.1.21 BAEL91 modifié 99**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

❖ Remarque :

Notre structure est munie de deux types de voiles :

- ✓ Voiles avec deux poteaux (un poteau de chaque extrémité) ;
- ✓ Voiles avec un poteau à une extrémité et un potelet à l'autre extrémité.

V.3.5 Exemple de calcul

Calcul le voile transversale **VT2**_{s-sol} dans la zone I :

$L=1.5 \text{ m}$ $ep= 25 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 0.57 \text{ MPa} = 570 \text{ KN/m} \\ \sigma_{min} = -4.17 \text{ MPa} = -4170 \text{ KN/m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{SPC}$$

σ_{max} et σ_{min} sont de signe contraire donc on a une section partiellement comprimée.

- Calcul de la longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{0.57}{0.57 + 4.17} \times 1.5 = 0.12 \text{ m}$$

- Calcul de la longueur de la zone tendue :

$$L_T = L - L_c = 1.5 - 0.12 = 1.38 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d1 et d2) respectivement avec :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{4.08}{2}; \frac{2}{3} \times 0.12\right) = 0.08 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d_1 = 0.18 \text{ m} \\ d_2 = L_T - d_1 = 1.5 - 0.18 = 1.32 \text{ m} \end{array} \right.$$

- L'espacement :

Zone courante (d2) : $S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ on prend $S_t = 20 \text{ cm}$.

Zone d'extrémité (d1) : $D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$.

Calcul de la contrainte σ_1 :

$$\sigma_1 = \frac{(L_T - d_1)(\sigma_{min})}{L_T} = \frac{(1.38 - 0.18)(-4.17)}{1.38} = -3.63 \text{ MPa}$$

- Détermination des efforts normaux :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{4170 + 3630}{2} \times 0.18 \times 0.25 = 175.5 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{3630}{2} \times 1.32 \times 0.25 = 598.95 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures :**

✓ Calcul des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{175.5}{40} = 4.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{598.95}{40} = 14.97 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul des armatures minimales :

$$A_{min} \leq \max\left(0.23 \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.005B\right) \quad \text{Avec : } B=d \times e$$

$$B_1 = d_1 \times e = 18 \times 25 = 450 \text{ cm}^2$$

$$B_2 = d_2 \times e = 132 \times 25 = 3300 \text{ cm}^2$$

$$A_{1min} \leq \max\left(0.23 \times \frac{450 \times 2.1}{400}; 0.005 \times 450\right) = \max(0.54; 2.25) = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{2min} \leq \max\left(0.23 \times \frac{3300 \times 2.1}{400}; 0.005 \times 3300\right) = \max(3.98; 16.5) = 16.5 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul des armatures de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 T_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 61.746}{40} = 2.37 \text{ cm}^2$$

✓ les armatures calculées :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 4.38 + \frac{2.37}{4} = 4.97 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 14.97 + \frac{2.37}{4} = 15.56 \text{ cm}^2$$

✓ le ferrailage adopté :

$$A_1 = 4 \text{ HA14} = 6.15 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 2 \times 6 \text{ HA14} = 18.46 \text{ cm}^2$$

✓ calcul des armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_{adoptée}^v}{4} = \frac{18.46}{4} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA modifié 2003 : } A_H \geq 0.15\%B = 5.62 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12= 5.65 cm² avec un espacement de 20 cm.

✓ armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carre.

$$\text{Soit } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

✓ **Pour les potelets :**

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est 4HA10.

1. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

$$\sigma_b = \frac{813.554 \times 10^3}{1500 \times 250 + 15 \times 24.61 \times 10^2} = 1.96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Contrainte limite de cisaillement :

- Selon l'Art 7.7.2 du RPA 99/version 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d} \quad \text{avec : } \bar{T} = 1.4 T_{\text{calculée}}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 61.746 \times 10^3}{(0.25 \times 0.9 \times 4.08) \times 10^6} = 0.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Selon l'Art A.5.1.21 du BAEL 91/modifié 99 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.15} ; 4 \text{ MPa}\right) = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{61.746 \times 10^3}{(0.25 \times 0.9 \times 1.5) \times 10^6} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

On ferraille par zone car on a constaté qu'il est possible d'adopter le premier type de ferrailage pour un certain nombre de niveau dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs:

- ❖ **Zone I:** S-Sol, RDC et 1^{ère} étage
- ❖ **Zone II:** 2^{ème} au 4^{ème} étage.
- ❖ **Zone III :** 5^{ème} au 7^{ème} étage.
- ❖ **Zone IV:** 6^{ème} au 8^{ème} étage.
- ❖ **Zone V :** 9^{ème} étage au 11^{ème} étage.
- ❖ **Zone VI :** 11^{ème} et 12^{ème} étage.

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
	E (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m ²)	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	
Sollicitations De calcul	Element	1853	1859	1865	1871	1877	
	σ_{\max} (KN/m ²)	570	-550	-500	-260	-100	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-470	-2710	-2030	-1410	-730	
	Nature de la section	SPC	SET	SET	SET	SET	
	T _U (KN)	61.746	41.386	33.258	33.030	43.096	
	L _T (m)	1.38	1.25	1.21	1.27	1.32	
	L _C (m)	0.12	0.25	0.29	0.23	0.18	
	D ₁ (m)	0.18	0.17	0.19	0.15	0.12	
	D ₂ (m)	1.32	1.08	1.02	1.12	1.20	
	σ_1 (KN/m ²)	-3630	-2341	-1711	-1243	-663	
	N (KN)	N ₁	175.5	107.3	88.85	49.74	20.90
N ₂		598.95	316.03	218.15	174.02	99.45	
Ferrailages Des voiles	A _v (cm ²)	A _{v1}	4.38	2.68	2.22	1.24	0.52
		A _{v2}	14.97	7.90	5.45	4.35	2.49
	A _{vj} (cm ²)		2.37	1.59	1.28	1.27	1.66
	A(cm ²)	A ₁	4.97	3.08	2.54	1.56	0.67
		A ₂	15.56	8.30	5.77	4.67	2.91
	A _{min 1} (cm ²)		2.25	2.125	2.375	1.875	1.5
	A _{min 2} (cm ²)		16.5	3.26	12.75	14	15
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	9.04	9.04	9.04	9.04	9.04
		Bande2	18.46	11.30	13.56	15.38	15.38
	choix des	Bande1	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

	barres/nappe	Bande2	2x3HA16	2x3HA14	2x3HA12	2x3HA14	2x3HA14
	St (cm)	Bande1	10	10	10	10	10
		Bande2	20	20	20	20	20
	$A_H \min = 0.15\%B$ (cm²)		5.62	5.62	5.62	5.62	5.62
	A_H/adoptée		5.65	5.65	5.65	5.65	5.65
	A_H/calculée		4.62	2.31	1.54	1.41	0.85
	choix des barres/nappes		5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	St (cm)		20	20	20	20	20
Verifications Des contraintes	Contrainte	τ_u (MPa)	0.18	0.12	0.1	0.1	0.13
		τ_b(MPa)	0.09	0.08	0.07	0.07	0.09
	ELS	N_s(KN)	813.554	678.969	536.296	364.994	166.115
		σ_b(MPa)	1.95	1.67	1.31	0.88	0.40

Tab.V.3.2.ferrailage des voiles transversaux VT2 par zone.

zones		Zone I	Zone II	zoneIII	ZoneIV	Zone V
Caractéris Tiques Géométriques	L (m)	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25
	E (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m²)	0.812	0.812	0.812	0.812	0.812
Sollicitations De calcul	Element	2099	2104	2111	2117	2122
	σ_{max} (KN/m²)	1050	610	580	-220	-160
	σ_{min} (KN/m²)	-6640	-4740	-3230	-2200	-1260
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SET	SET
	T_U (KN)	314.641	230.649	185.274	130.817	94.536
	L_T (m)	2.81	2.88	3.1	2.96	2.88
	L_C (m)	0.44	0.37	0.15	0.29	0.37
	D_1 (m)	0.29	0.25	0.1	0.19	0.25
	D_2 (m)	2.52	2.63	3	2.77	2.63

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

	σ_1 (KN/m ²)		-5955	-4328	-3126	-2059	-1151
	N (KN)	N ₁	456.57	283.38	79.45	101.15	75.34
		N ₂	1875.8	1422.8	1172.2	712.93	378.39
Ferrailages Des voiles	A _v (cm ²)	A _{v1}	11.41	7.08	1.98	2.53	1.89
		A _{v2}	46.89	35.57	29.30	17.82	9.46
	A _{vj} (cm ²)		12.11	8.88	7.13	5.04	3.64
	A(cm ²)	A ₁	14.43	9.3	3.76	3.79	2.8
		A ₂	49.92	37.79	31.08	19.08	10.37
	A _{min 1} (cm ²)		3.625	3.125	1.25	2.37	3.125
	A _{min 2} (cm ²)		31.5	32.07	37.5	34.63	32.07
	A ^v _{adopté} (cm ²)	Bande1	15.38	9.04	9.04	9.04	9.04
		Bande2	50.26	32.16	37.68	37.68	32.16
	choix des barres/nappe	Bande1	2x5HA14	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12
		Bande2	2x10HA16	2x10HA16	2x10HA16	2x6HA14	2x8HA12
	St (cm)	Bande1	10	10	10	10	10
		Bande2	15	15	15	15	15
	A _{H min} =0.15%B (cm ²)		12.19	12.19	12.19	12.19	12.19
	A _H /adoptée		12.56	12.56	12.56	12.56	12.56
	A _H /calculée		12.56	8.04	9.42	9.42	8.04
choix des barres/nappe		5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	
St (cm)		20	20	20	20	20	
Verifications Des contraintes	Contrainte	τ_u (MPa)	0.43	0.32	0.25	0.18	0.13
		τ_b (MPa)	0.48	0.47	0.38	0.27	0.19
	ELS	N _s (KN)	3394.073	2652.021	2059.250	1406.884	720.826
		σ_b (MPa)	3.7	3.03	2.35	1.61	0.83

Tab.V.3.3.ferrailage des voiles transversaux VT1 par zone.

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	
Caractéristiques Géométriques	L (m)	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	
	E (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m ²)	2.125	2.125	2.125	2.125	2.125	
Solicitation De calcul	Element	1910	1916	1922	1928	1932	
	σ_{\max} (KN/m ²)	3070	1840	920	300	-90	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-7130	-5050	-3370	-1910	-670	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SET	
	T _U (KN)	1365.159	1248.392	1031.034	757.505	434.623	
	L _T (m)	3.97	4.16	4.45	4.9	5	
	L _C (m)	2.55	2.26	1.82	1.15	1.0	
	D ₁ (m)	1.7	1.5	1.21	0.76	0.66	
	D ₂ (m)	2.27	2.66	3.24	4.14	4.34	
	σ_1 (KN/m ²)	-1755	-3229	-2453	-1613	-581	
	N (KN)	N ₁	1888	1552	880	334	781
N ₂		497.9	1073	993.4	834.7	315.2	
Ferrailages Des voiles	A _v (cm ²)	A _{v1}	47.2	38.8	22	8.35	19.52
		A _{v2}	12.45	26.82	24.83	20.86	7.88
	A _{vj} (cm ²)		52.55	48.06	39.69	29.16	16.73
	A(cm ²)	A ₁	60.33	50.81	31.92	15.64	23.70
		A ₂	25.58	38.83	34.75	28.15	12.06
	A _{min 1} (cm ²)		21.25	18.75	15.12	9.5	8.25
	A _{min 2} (cm ²)		28.37	33.25	40.5	51.75	54.25
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	62.82	50.26	32.16	18.1	24.12
		Bande2	21.54	40.2	36.18	28.14	12.30
	choix des	Bande1	2x10HA16	2X8HA20	2X8HA16	2X8HA12	2X6HA16

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

	barres/nappe	Bande2	2x10HA14	2X10HA16	2X10HA16	2X10HA14	2X10HA12
	St (cm)	Bande1	10	10	10	10	10
		Bande2	10	10	10	10	10
	$A_{H\min}=0.15\%B$ (cm²)		31.87	31.87	31.87	31.87	31.87
	A_H/adoptée		32.16	32.16	32.16	32.16	32.16
	A_H/calculée		15.70	12.56	9.04	7.03	6.03
	choix des barres/nappes		2X15HA12	2X15HA12	2X15HA12	2X15HA12	2X15HA12
	St (cm)		20	20	20	20	20
Verifications De calcul	Contrainte	τ_u (MPa)	0.99	0.65	0.54	0.39	0.23
		τ_b(MPa)	1.48	2.53	2.09	1.54	0.88
	ELS	N_s(KN)	4284.121	3447.512	2662.112	1765.269	771.202
		σ_b(MPa)	1.9	1.56	1.19	0.81	0.35

Tab.V.3.4.ferrailage des voiles transversaux VT3 par zone.

zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
Caractéris Tiques Géométriques	L (m)	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
	E (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Sollicitations De calcul	Element	1971	1982	1991	2000	2009
	σ_{\max} (KN/m²)	1140	-1350	-480	-210	210
	σ_{\min} (KN/m²)	-6410	-4030	-2900	-1880	-1040
	Nature de la section	SPC	SET	SET	SET	SPC
	T_U (KN)	527.565	483.570	347.345	234.513	135.287
	L_T (m)	2.04	1.8	2.06	2.16	2.00
	L_C (m)	0.36	0.60	0.34	0.24	0.40
	D_1 (m)	0.24	0.40	0.23	0.16	0.26
	D_2 (m)	1.8	1.40	1.83	2.00	1.74

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

	σ_1 (KN/m ²)		-5655	-3134	-2576	-1740	-904.8
	N (KN)	N ₁	361.95	358.2	157.435	72.4	63.20
		N ₂	1272.37	548.45	589.26	435	196.79
Ferrailage Des voiles	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.05	8.95	3.94	1.81	1.58
		A _{v2}	31.80	13.71	14.72	10.87	4.92
	A _{vj} (cm ²)		2.03	1.86	1.34	0.90	0.52
	A(cm ²)	A ₁	9.56	9.41	4.27	2.03	1.71
		A ₂	32.01	14.17	15.05	11.09	5.05
	A _{min 1} (cm ²)		3	5	2.87	2	3.25
	A _{min 2} (cm ²)		22.5	17.5	22.87	25	21.75
	A ^v _{adopté} (cm ²)	Bande1	10.05	9.42	4.52	2.26	2.26
		Bande2	32.16	15.39	15.39	11.31	5.65
	choix des barres/nappe	Bande1	5HA16	5HA16	5HA14	5HA12	5HA12
		Bande2	2X8HA16	2x8HA14	2x8HA14	2x8HA12	2x8HA12
	St (cm)	Bande1	10	10	10	10	10
		Bande2	12	12	12	12	12
	A _{H min} =0.15%B (cm ²)		9	9	9	9	9
	A _H /adoptée		9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
A _H /calculée		8.04	3.84	3.84	2.82	1.41	
choix des barres/nappe		8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	
St (cm)		20	20	20	20	20	
Verifications De calcul	Contrainte	τ_u (MPa)	0.97	0.89	0.64	0.43	0.25
		τ_b (MPa)	0.80	0.98	0.70	0.47	0.27
	ELS	N _s (KN)	1945.137	1562.730	1190.543	763.787	282.534
		σ_b (MPa)	2.93	2.45	1.89	1.23	0.46

Tab.V.3.5.ferrailage des voiles transversaux VT4 par zone.

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1	1	1	1	1	
	E (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m ²)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	
Sollicitations De calcul	Element	1769	1775	1781	1787	1793	
	σ_{\max} (KN/m ²)	-390	-1370	-1300	-800	-380	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-7680	-5680	-4700	-3420	-1810	
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET	SET	
	T _U (KN)	89.392	14.147	29.987	40.344	37.028	
	L _T (m)	0.95	0.81	0.78	0.81	0.83	
	L _C (m)	0.05	0.19	0.22	0.19	0.17	
	D ₁ (m)	0.03	0.13	0.15	0.13	0.11	
	D ₂ (m)	0.92	0.68	0.63	0.68	0.72	
	σ_1 (KN/m ²)	-7437	-4768	-3796	-2871	-1570	
	N (KN)	N ₁	56.68	169.78	159.3	102.23	46.47
N ₂		855.25	405.28	298.93	244.03	141.3	
Ferrailage Des voiles	A _v (cm ²)	A _{v1}	1.42	4.24	3.98	2.55	1.16
		A _{v2}	21.38	10.13	7.47	6.10	3.53
	A _{vj} (cm ²)		3.44	0.54	1.15	1.55	1.42
	A(cm ²)	A ₁	2.28	4.37	4.26	2.93	1.51
		A ₂	22.24	10.26	7.75	6.48	3.88
	A _{min 1} (cm ²)		0.375	1.62	1.87	1.62	1.37
	A _{min 2} (cm ²)		11.5	8.5	7.87	8.5	9
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	2.35	4.52	4.52	3.39	1.57
		Bande2	22.62	10.77	8.04	6.78	3.92
	choix des	Bande1	3HA12	3HA14	3HA14	3HA12	2HA12

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

	barres/nappe	Bande2	2X2HA16	2X2HA16	2X2HA16	2X2HA16	2X2HA16
	St (cm)	Bande1	10	10	10	10	10
		Bande2	10	10	10	10	10
	$A_H \min = 0.15\%B$ (cm²)		0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
	A_H/adoptée		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	A_H/calculée		5.65	2.69	2.01	1.69	0.98
	choix des barres/nappes		1HA12	1HA12	1HA12	1HA12	1HA12
	St (cm)		20	20	20	20	20
Verifications Des contraintes	Contrainte	τ_u (MPa)	2.34	2.15	1.54	1.04	0.60
		τ_b (MPa)	0.80	0.98	0.71	0.48	0.27
	ELS	N_s (KN)	1945.137	1562.730	1190.543	763.787	282.534
		σ_b (MPa)	6.76	5.72	4.42	2.87	1.09

Tab.V.3.6.ferrailage des voiles longitudinaux VL1 par zone.

zones		Zone I	Zone II	zoneIII	ZoneIV	Zone V
Caractéris Tiques Géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	E (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m²)	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375
Sollicitations De calcul	Element	1797	1803	1809	1815	1821
	σ_{\max} (KN/m ²)	2730	30	40	360	520
	σ_{\min} (KN/m ²)	-6340	-3070	-2510	-1840	-790
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	T_U (KN)	163.976	101.377	84.124	76.190	55.429
	L_T (m)	1.05	1.49	1.48	1.25	0.91
	L_C (m)	0.45	0.01	0.02	0.25	0.59
	D₁ (m)	0.3	0.01	0.01	0.17	0.39
	D₂ (m)	0.75	1.48	1.47	1.08	0.52

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

	σ_1 (KN/m ²)		-4528	-3049	-2493	-2168	-451.4
	N (KN)	N ₁	407.55	7.64	6.25	85.17	60.51
		N ₂	424.5	564.06	458.08	292.68	29.34
Ferrailages Des voiles	A _v (cm ²)	A _{v1}	10.18	0.19	0.16	2.12	1.51
		A _{v2}	10.6	14.10	11.45	7.31	0.73
	A _{vj} (cm ²)		6.31	3.9	3.24	2.93	2.13
	A(cm ²)	A ₁	11.75	1.16	0.97	2.85	2.05
		A ₂	12.17	15.07	12.26	8.02	1.26
	A _{min 1} (cm ²)		3.75	0.125	0.125	2.125	4.875
	A _{min 2} (cm ²)		9.37	18.5	18.375	13.5	6.5
	A ^v _{adopté} (cm ²)	Bande1	13.56	9.04	9.04	9.04	9.04
		Bande2	13.56	18.84	18.84	13.56	9.04
	choix des barres/nappe	Bande1	2X4HA14	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12
		Bande2	2X3HA16	2X3HA16	2X3HA16	2X6HA16	2X6HA14
	St (cm)	Bande1	10	10	10	10	10
		Bande2	10	10	10	10	10
	A _{H min} =0.15%B (cm ²)		5.62	5.62	5.62	5.62	5.62
	A _H /adoptée		6.78	6.78	6.78	6.78	6.78
	A _H /calculée		3.39	4.71	4.71	3.39	2.26
choix des barres/nappe		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	
St (cm)		20	20	20	20	20	
Verifications Des contraintes	Contrainte	τ_u (MPa)	0.48	1.67	0.25	0.23	0.16
		τ_b (MPa)	0.25	0.21	0.17	0.15	0.11
	ELS	N _s (KN)	780.502	627.173	485.214	317.147	125.189
		σ_b (MPa)	1.87	1.50	1.16	0.77	0.31

Tab.V.3.7.ferrailage des voiles longitudinaux VL2 par zone.

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

zones		Zone I	Zone II	zoneIII	ZoneIV	Zone V	
Caractéris Tiques Géométri ques	L (m)	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	
	E (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m ²)	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	
Sollicitations Des calculs	Element	1970	1981	1990	1999	2008	
	σ_{\max} (KN/m ²)	940	-1280	-820	-270	-210	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-6280	-3460	-2640	-1740	-870	
	Nature de la section	SPC	SET	SET	SET	SET	
	T _U (KN)	484.078	447.791	333.248	245.2	148.338	
	L _T (m)	1.48	1.25	1.30	1.48	1.37	
	L _C (m)	0.22	0.45	0.40	0.22	0.33	
	D ₁ (m)	0.15	0.3	0.26	0.15	0.22	
	D ₂ (m)	1.33	0.95	1.04	1.33	1.15	
	σ_1 (KN/m ²)	-5643	-2629	-2112	-1563	-730	
	N (KN)	N ₁	223.55	228.33	154.44	61.93	44
N ₂		938.14	312.19	274.56	259.85	104.93	
Ferrailage Des voiles	A _v (cm ²)	A _{v1}	5.58	5.70	3.86	1.55	1.1
		A _{v2}	23.45	7.80	6.86	6.50	2.62
	A _{vj} (cm ²)		18.63	17.24	12.83	9.44	5.71
	A(cm ²)	A ₁	10.23	10.01	7.07	3.91	2.52
		A ₂	26.00	12.11	8.63	8.86	4.04
	A _{min 1} (cm ²)		1.87	3.75	3.25	1.875	2.75
	A _{min 2} (cm ²)		16.62	11.87	13	16.62	14.37
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	11.30	11.30	9.04	9.04	9.04
		Bande2	27.7	12.3	13.56	18.1	15.38
choix des	Bande1	2X6HA14	2X6HA16	2X5HA124	2X6HA12	2X6HA12	

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

	barres/nappe	Bande2	2X5HA16	2X5HA14	2X5HA14	2X5HA14	2X5HA12
	St (cm)	Bande1	10	10	10	10	10
		Bande2	10	10	10	10	10
	$A_{H\min}=0.15\%B$ (cm ²)		6.37	6.37	6.37	6.37	6.37
	A_H /adoptée		6.78	6.78	6.78	6.78	6.78
	A_H /calculée		6.92	3.07	3.39	4.52	3.84
	choix des barres/nappes		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
	St (cm)		20	20	20	20	20
Verifications Des contraintes	Contrainte	τ_u (MPa)	1.26	1.17	0.87	0.64	0.38
		τ_b (MPa)	0.74	0.91	0.68	0.49	0.30
	ELS	N_s (KN)	1335.106	1073.592	817.969	529.873	197.718
		σ_b (MPa)	2.76	2.33	1.78	1.13	0.43

Tab.V.3.8.ferrailage des voiles longitudinaux VL3 par zone.

zones		Zone I	Zone II	zoneIII	ZoneIV	Zone V
Caractéris Tiques Géométri ques	L (m)	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91
	E (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m ²)	0.478	0.478	0.478	0.478	0.478
Sollicitations De calcul	Element	2070	2076	2082	2088	2094
	σ_{\max} (KN/m ²)	2840	-11900	-980	-400	-80
	σ_{\min} (KN/m ²)	-1126	-5500	-4330	-3010	-1540
	Nature de la section	SPC	SET	SET	SET	SET
	T_U (KN)	245.740	73.973	48.348	54.729	78.036
	L_T (m)	0.55	0.60	1.56	1.69	1.82
	L_C (m)	1.36	1.31	0.35	0.22	0.09
	D_1 (m)	0.90	0.97	0.23	0.15	0.06
	D_2 (m)	0.35	0.37	1.36	1.54	1.76

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

	σ_1 (KN/m ²)		-716.54	-3391	-3774	-2742	-1489
	N (KN)	N ₁	207.28	1078.03	232.99	107.85	22.71
		N ₂	31.34	156.83	641.58	527.83	327.58
Ferrailage Des voiles	A _v (cm ²)	A _{v1}	5.18	26.95	5.82	2.69	0.57
		A _{v2}	0.78	3.92	16.03	13.19	8.19
	A _{vj} (cm ²)		9.46	2.85	1.86	2.11	3.00
	A(cm ²)	A ₁	7.54	27.66	6.28	3.22	1.32
		A ₂	3.14	4.63	16.49	13.71	8.94
	A _{min 1} (cm ²)		11.25	12.12	2.86	1.87	0.75
	A _{min 2} (cm ²)		4.37	4.62	17	19.25	22
	A ^v adopté (cm ²)	Bande1	11.30	27.70	11.30	11.30	11.30
		Bande2	11.30	11.30	18.10	20.10	22.62
	choix des barres/nappe	Bande1	2X6HA14	2X6HA16	2X6HA14	2X6HA112	2X2HA12
		Bande2	2X5HA14	2X5HA14	2X5HA14	2X5HA14	2X5HA12
	St (cm)	Bande1	10	10	10	10	10
		Bande2	10	10	10	10	10
	A _{H min} =0.15%B (cm ²)		7.16	7.16	7.16	7.16	7.16
	A _H /adoptée		7.69	7.69	7.69	7.69	7.69
	A _H /calculée		2.82	6.92	4.52	5.02	5.65
	choix des barres/nappes		7HA12	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12
St (cm)		20	20	20	20	20	
Verifications Des contraintes	Contrainte	τ_u (MPa)	0.57	0.17	0.11	0.13	0.18
		τ_b (MPa)	0.37	0.15	0.09	0.11	0.15
	ELS	N _s (KN)	2322.895	1865.622	1477.041	1013.101	457.344
		σ_b (MPa)	4.54	3.48	2.83	1.93	0.86

Tab.V.3.9.ferrailage des voiles longitudinaux VL4 par zone.

VI. Etude des fondations :

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

▪ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante, les principaux types de fondation superficielle que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Semelles filantes.
- ✓ Semelles isolées.
- ✓ Radier.

▪ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sol ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondation profondes sont :

- ✓ Les pieux.
- ✓ Les puits.

❖ **Etude géotechnique du sol :**

❖ **La contrainte admissible du sol :**

Pour des raisons économiques ou que le sol est jugé de bonne qualité, on pourra estimer ce taux de travail en fonction de la constitution du sol et choisir dans la liste ci-dessous (1Mpa = 10bars) → voir DTU 13.11 :

Type de site	σ_{adm}
Limon de plateau	1.5 à 3.0 bars
Terre à meulière	3.0 à 4.5 bars
Marne verte, argile	0.7 à 4.5 bars
Alluvions anciennes, sables, graviers	6.0 à 9.0 bars
Sables de Beauchamp	7.5 à 15 bars
Craie	9.0 à 10 bars
Marne + caillasse	7.5 à 15 bars
Calcaire grossier	18 à 45 bars
Roches peu fissurées saines non désagrégées de stratification favorable	7.5 à 4.5 bars
Terrain non cohérent à bonne compacité	3.5 à 7.5 bars
Terrain non cohérent à moyenne compacité	2.0 à 4.0 bars
Argile	0.3 à 3.0 bars

Tableau VI.1.1 : contrainte admissible du sol

Pour notre cas le tableau ci-dessus nous donne pour un **Terrain non cohérent à moyenne compacité** une contrainte admissible de sol :

$$\sigma_{adm} = 2.0 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa}$$

❖ **Choix de type de fondation :**

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage.
- La nature du terrain et sa résistance.
- La profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.
- La facilité de l'exécution.

VI.1.1 Dimensionnement

VI.1.1.1 Semelles filantes

A) Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	Nombre	S=B.L (m ²)
VY1	984,085	8,50	0,58	2	9,86
VY2	1139,322	4,1	1,39	2	11,398
VY3	398,558	2,40	0,61	2	2,928
VY4	815,288	1,5	2,72	4	16,32
La somme totale					40,506

Tableau VI.1.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	Nombre	S=B.L (m ²)
VX1	1442,760	1,91	3,78	2	14,44
VX2	398,558	1,70	1,17	1	1,989
VX3	815,288	1,50	2,72	4	16,32
VX4	984,85	1,00	4,92	6	29,52
La somme totale					62,269

Tableau VI.1.3: Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale)

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **102,775 m²**.

B) Dimensionnement des semelles filantes 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 plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **Etape de calcul :**

Détermination de la résultante des charges : $R = \sum Ni$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum Ni \times Ei + \sum Mi}{R}$

Avec :

Ei: Excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\left. \begin{array}{l} e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire} \end{array} \right\} ; \left\{ \begin{array}{l} q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) \\ q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) \\ q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) \end{array} \right.$$

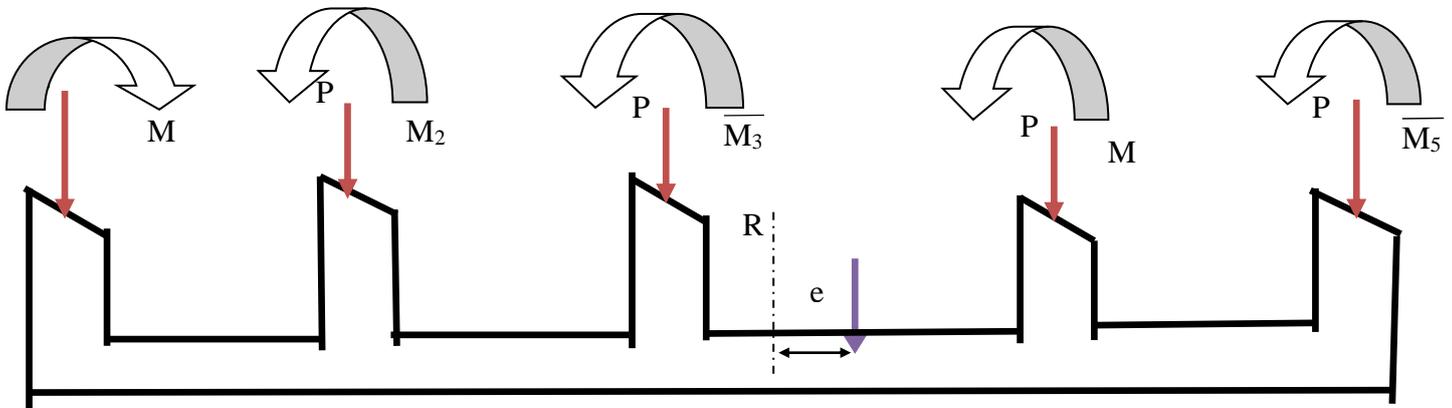
Poteaux	N _s (KN)	e _i (m)	N _s x e _i (KN.m)	M _i (KN.m)
1	1722,651	-8,6	-14814,799	+18,61
2	1548,035	-3,3	-5108,520	-16,52
3	1287,330	1,4	1802,262	-16,99
4	1044,347	5	5221,735	-3,18
5	901,815	8,6	7755,609	-1,24
somme	R = 6504,178	/	-5143,713	-19.32

Tableau VI.1.4 : Détermination de la résultante des charges.

On a :

$$e = -0.79 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17,2}{6} = 2,87 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{6504,178}{17,2} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0,79)}{17,2} \right) = 326,044 \text{ kN/m}$$



✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{326,044}{200} = 1,63 \text{ m on prend } B = 1,63 \text{ m}$$

$$S_1 = 1,63 \times 17,2 = 28,03 \text{ m}^2$$

On aura donc, $S_2 = 1,63 \times 11,60 = 18,90 \text{ m}^2$

$$S_3 = 1,63 \times 15,7 = 25,59 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_{p1} = 28,03 \times 2 = 56,06 \text{ m}^2$$

$$S_{p2} = 18,90 \times 2 = 37,80 \text{ m}^2$$

$$S_{p3} = 25,59 \times 2 = 51,18 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 145,04 + 102,775 = 247,815 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 365,62 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{247,815}{365,62} = 0,68$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 68 %

➤ **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VI.1.2 Radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

VI.1.2.1 Pré dimensionnement du radier

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

- **Selon la condition forfaitaire :**

a) Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{530}{8} \leq h \leq \frac{530}{5} \rightarrow 66,25 \text{ cm} \leq h \leq 106 \text{ cm}$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **$h = 80 \text{ cm}$** .

b. Sous poteaux :

➤ Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{530}{20} = 26,50 \text{ cm}$$

Soit **$h_d = 30 \text{ cm}$**

➤ Nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$$

Soit **$h_n = 60 \text{ cm}$**

➤ La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \longrightarrow 0,4 \times 70 \leq b_n \leq 0,7 \times 70 = 28 \text{ cm} \leq b_n \leq 49 \text{ cm}$$

On prend : **$b_n = 45 \text{ cm}$**

Ou prendre $b_n = b$ (du poteau) + 10 cm ($b_n = 55 + 10$)

On prend : **$b_n = 65 \text{ cm}$**

- **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à :} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ Mpa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.30\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.13 \text{ m}$$

→ On prend $h = 120 \text{ cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

Hauteur de la nervure..... $h_{ner} = 120 \text{ cm}$

Hauteur de la dalle..... $h_{dalle} = 30 \text{ cm}$

Largeur de la nervure..... $b_{ner} = 65 \text{ cm}$

- **Détermination de la surface du radier :**

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

D'après le BAEL ; il faut ajouter un débord minimal de largeur $L_{débord}$

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $L_{déb} = 60 \text{ cm}$

Donc :

$$\text{La surface totale du radier : } S_{rad} = S_{bâtiment} + S_{débord} = S_b + \text{Périmètre} \times 60$$

$$S_{rad} = 365.62 + 59.43 = 425.05 \text{ m}^2$$

- **Combinaisons d'actions :**

$$\left. \begin{array}{l} G = 67564,984 \text{ KN} \\ Q = 11026,156 \text{ KN} \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{(Les résultats de logiciel de calcul ROBOT)}$$

L'ELU:

$$N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 107751,962 \text{ KN}$$

L'ELS:

$$N_s = G + Q = 78591,14 \text{ KN}$$

- **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

L'ELU:

$$S_{nrad} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{107751,962}{2 \times 200} = 269,38 \text{ m}^2$$

L'ELS:

$$S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{78591,14}{200} = 392,96 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 392,96 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} > S_{nrad} \quad \text{---} \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Charge permanente :**

G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- **Poids de la dalle:**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = (425,05 \times 0,3) \times 25 = 3187,87 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures:**

$$P_{nervure} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_{nervure} = 0,65 \times (1,2 - 0,3) \times [(9,05 \times 2) + (7,1 \times 2) + (3,3 \times 2) + (25,6 \times 2) + (19 \times 2) + (17,3 \times 6)] \times 25$$

$$P_{nervure} = 2877,525 \text{ KN}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{nervure} = (0,50 \times 19,06 \times 7) + (0,50 \times 23,63 \times 5) + (0,50 \times 4,21) = 127,28 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(425,05 - 127,89) \times (1,2 - 0,3)] \times 17 = 4546,55 \text{ KN.}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 425.05 \times 0.1 \times 25 = 1062.62 \text{ KN. (} e_p = 10\text{cm).}$$

- **Poids total du radier**

$$G_{rad} = 3178.87 + 2877.525 + 4546.55 + 1062.62 = 11674.565 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = 11674.565 \text{ KN}$$

- **ELU:** $N_{u \text{ total}} = N_u + 1.35G_{rad} = 63214.5 + 1.35 \times 11674.565 = 78975.16 \text{ KN.}$

- **ELS :** $N_{s \text{ total}} = N_s + G_{rad} = 46019.65 + 11674.565 = 57694.21 \text{ KN.}$

VI.1.2.2 Vérification

a. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm (pour une bande de 1m)}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{78975.16 \times 1}{425.05} \times \frac{5.30}{2} = 492.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{492.37 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. 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 :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_o + T_o \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

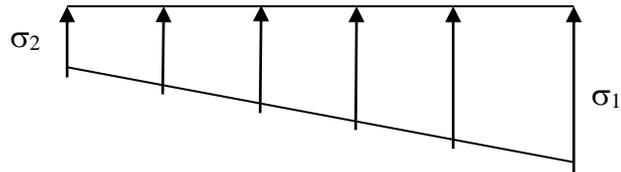
$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :



L'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{SOL}$

Figure VI.1.1 : Diagramme des contraintes sous radier

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.68m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.44m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

• **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 22076.92m^4$$

$$I_{yy} = 12901.51m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure)

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

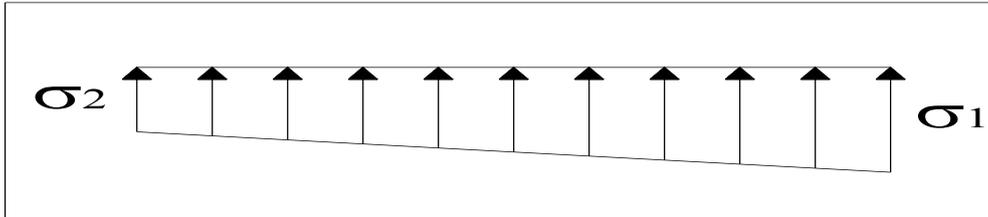


Figure VI.1.2 diagramme des contraintes sous le radier.

Il faut vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

• **Calcul des moments :**

$$M_{\text{xx}} = 76751.20 + 2858.495 \times 1.2 = 80181.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{yy}} = 98745.06 + 2966.828 \times 1.2 = 102305.25 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{\text{xx}}} \cdot V = \frac{78975.16}{425.05} + \frac{76751.20}{22076.92} \times 13.68 = 233.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{\text{xx}}} \cdot V = \frac{107751.962}{425.05} - \frac{76751.20}{22076.92} \times 13.68 = 205.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 233.35 + 205.95}{4} = 226.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1.33 \sigma_{\text{sol}} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$1.33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57694.21}{425.05} + \frac{76751.20}{22076.92} \times 13.68 = 183.29 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57694.21}{425.05} - \frac{76751.20}{22076.92} \times 13.68 = 88.17 \text{KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 183.29 + 88.17}{4} = 159.51 \text{KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < \sigma_{\text{sol}} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{KN/m}^2$$

-Sens transversal :

$$M_Y = 98745.06 \text{KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot V = \frac{78975.16}{425.05} + \frac{98745.06}{12901.51} \times 8.44 = 250.39 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{78975.16}{425.05} - \frac{98745.06}{12901.51} \times 8.44 = 121.20 \text{KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 250.39 + 121.20}{4} = 218 \text{KN/m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{\text{SOL}} = 266 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57694.21}{425.05} + \frac{98745.06}{12901.51} \times 8.44 = 200.33 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57694.21}{425.05} - \frac{98745.06}{12901.51} \times 8.44 = 71.13 \text{KN/m}^2$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times 200.33 + 71.13}{4} = 168.03 \text{KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\text{SOL}} = 200 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au poinçonnement : (CBA 93/ Art A.5.2.4)**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$Q_u \leq (0,045 \times \mu_c \times h \times f_{cj}) / \gamma_b \quad (\text{Art A.5.2.4}) \text{ CBA93.}$$

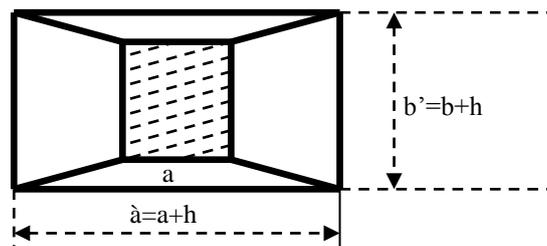
Expression dans laquelle on désigne par :

Q_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité.

h - l'épaisseur totale de la dalle.

μ_c - le périmètre du contour défini en A.3.2.5. (CBA) Au niveau du feuillet moyen.

- **Calcul du périmètre utile μ_c :**

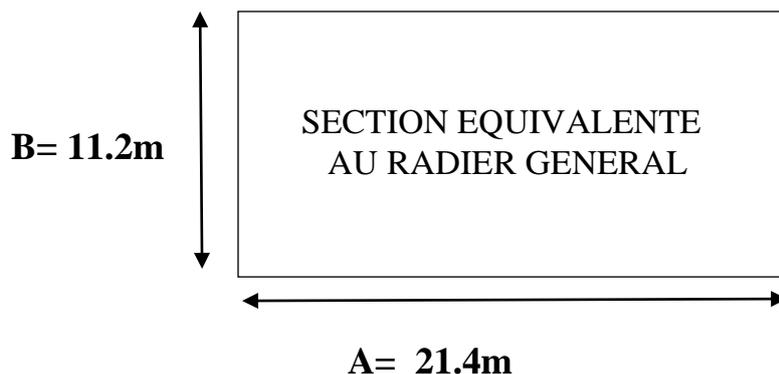


$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,55 + 0,55 + 2 \times 1,20) = 7,00 \text{ m}$$

$$N_u = 78975,16 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{(0,045 \times 7 \times 1,20 \times 25000)}{1,5} = 6300 \text{ KN}$$

- **Vérification de la stabilité et contrainte dans le sol (RPA99 art 10.1.5)**



cas	M(KN.m)	N(KN)	4e (m)	6e (m)	$B \geq \frac{N}{1,5 \times \sigma_{sol} \times A} \times (1 + \frac{3e}{A})$	$A \geq \frac{N}{1,5 \times \sigma_{sol} \times B} \times (1 + \frac{3e}{B})$
0,8G+Ex	76750,69	54055,805	5.68	/	/	/
0,8G-Ex	76751,71	54048,169	5.68	/	/	/
0,8G+Ey	120527,08	54157,690	8.90	/	/	/
0,8G-Ey	76963,05	53946,284	3.92	/	/	/
G+Q+Ex	76750,34	78594,958	3.91	5.86	condition vérifié	condition vérifié
G+Q-Ex	76752,05	78587,322	3.90	5.86	condition vérifié	condition vérifié
G+Q+Ey	135734,30	78696,843	1.72	2.59	condition vérifié	condition vérifié
G+Q-Ey	61755,83	78485,437	3.15	4.72	condition vérifié	condition vérifié

Tableau VI.1.3 : Vérification de la stabilité et contrainte dans le sol.

- $e = M/N \leq B/4$condition vérifiée

VI.1.3 Ferrailage du radier

VI.1.3.1 Ferrailage de la dalle

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis la réaction du sol.

On distingue deux cas :

❖ 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

❖ 2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1. Identification du panneau :

$$L_x = 4.35 \text{ m} ; L_y = 5.00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.35}{5.00} = 0.87$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

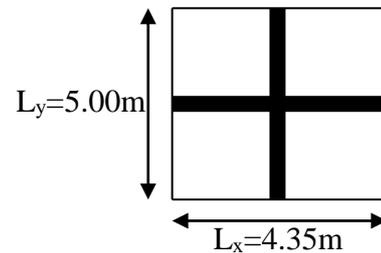


Figure VI.1.4 : Le panneau le plus

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 226.5 - \frac{11674.565}{425.05} = 199.03 \text{ kN/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 168.03 - \frac{11674.565}{425.05} = 140.56 \text{ kN/m}^2$$

2. Calcul a' L ELU :

$$q_u = 199.03 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.87 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0488 \\ U_y = 0,721 \end{cases}$$

3. Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0X} = u_x \times q_x \cdot l_x^2 = 0,0488 \times 199,03 \times (4,35^2) = 183,79 \text{ KN}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,721 \times 183,79 = 132,51 \text{ KN}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leurs affectant les coefficients suivants :

0,85 : pour les moments en travées,

-0,5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

-0,3 : pour les moments sur appuis rive.

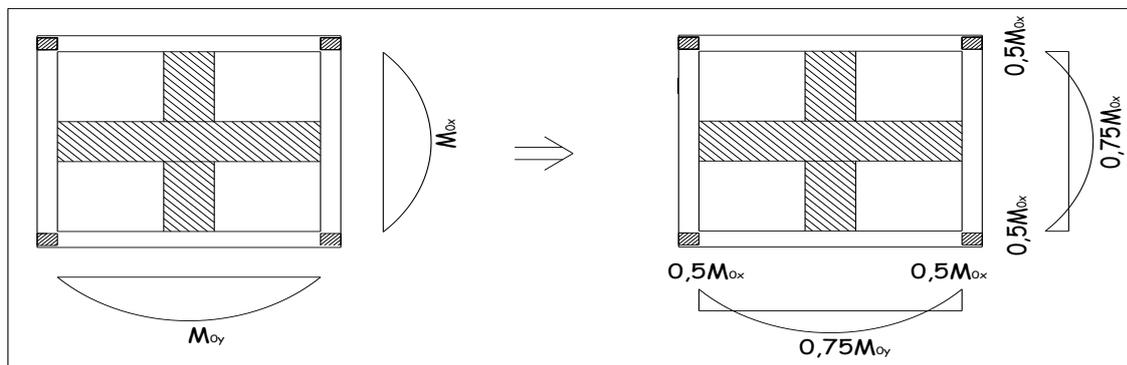


Figure VI.1.5 : Moments isostatiques après prise en compte du semi encastrement

4. Ferraillage dans le sens x- x :

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 183,79 = -91,895 \text{ KN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{91,89 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,088 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,088 \rightarrow \beta = 0,954 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{91,89 \times 10^6}{0,954 \times 270 \times 348} = 10,25 \text{ cm}^2$$

Soit : $7HA14 = 10,77 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$;

Avec : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

➤ En travée :

$$M_t = 0,75 \times 183,79 = 137,84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{137.84 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,133 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,133 \rightarrow \beta = 0,9285 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{137.84 \times 10^6}{0,9285 \times 270 \times 348} = 15.79 \text{ cm}^2$$

Soit : $6HA20 = 18.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $S_t = 18 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$.

5. Ferrailage dans le sens y - y :

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = (-0,5) \times 132.51 = -66.255 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{66.255 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,064 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,0564 \rightarrow \beta = 0,967 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{66.255 \times 10^6}{0,967 \times 270 \times 348} = 7.29 \text{ cm}^2$$

Soit : $7HA14 = 10.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Avec : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

➤ En travée :

$$M_t = 0,75 \times 132.51 = 99.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{99.38 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,096 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,096 \rightarrow \beta = 0,949 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{99.38 \times 10^3}{0,949 \times 270 \times 348} = 11.14 \text{ cm}^2$$

Soit : $7HA16 = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Avec : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

- **Espacement des barres: (Art A8.2 242 BAEL91).**

Direction (X-X): $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Direction (Y-Y): $St = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Conclusion : la condition est vérifiée dans les deux sens.

- **Vérification de la condition de non fragilité (Art B7.4 BAEL91 modifier 99):**

$$\mathbf{r_x} = \frac{A_{\min}}{b \times h} \geq r_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \text{ et } \mathbf{r_y} \geq r_0$$

Avec : $r_0 = 0,0008$ pour HA Fe E400

Sens x – x :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,87}{2} = 2,556 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y – y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $\begin{cases} A_{ua}^x = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,496 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} A_{ut}^x = 18,84 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,496 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 14,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

- **Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1)**

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 :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} \Rightarrow \phi_{\max} \leq 30 \text{ mm}$$

$\phi_{\text{adopte}} = 20 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \dots\dots\dots$ **La condition est vérifiée.**

- **Calcul a' L ELS :**

$$q_s = 145,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,87 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0488 \\ U_y = 0,721 \end{cases}$$

- **Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :**

$$M_{0X} = u_x \times q_{sx} l_x^2 = 0,0488 \times 140,56 \times (4,35^2) = 129,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,721 \times 129,79 = 93,58 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments M_a , M_t dans les sens.

➤ **Sens xx :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 129,79 = -64,895 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 129,79 = 97,342 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens yy :**

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 93,58 = -56,79 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 93,58 = 70,185 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

a) **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	91.895	64.895	1.41	0.072	0.0935	0,44	Vérifiée
	Travée	137.84	97.342	1.41	0.108	0.1431	0,44	Vérifiée
Y- Y	Appuis	66.255	56.79	1.41	0.052	0.0667	0,44	Vérifiée
	Travée	99.38	70.185	1,41	0.078	0.1016	0,44	Vérifiée

Tableau VI.1.4: Vérification des contraintes a l'ELS.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le ferrailage de la dalle du radier est satisfaisant.

VI.1.3.2 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 45\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

➤ Sollicitation de calcul :

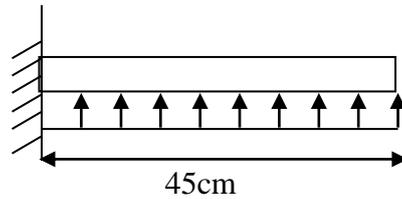


Figure VI.1.6 : Schéma statique du débord

A l'ELU:

$$q_{um} = 199.03 \text{ kN/m}^2$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-199.03 \times 0,60^2}{2} = -35.82 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

$$q_{sm} = 140.56 \text{ kN/m}^2$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-140,56 \times 0,60^2}{2} = -25.30 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{35.82 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,034 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,034 \rightarrow \beta_u = 0,983$$

$$A_d = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{35.82 \times 10^6}{0,983 \times 270 \times 348} = 3.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_d = 3\text{HA}14/\text{ml} = 4.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $S_t = 10 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.87}{4} = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 3 \text{ HA12 /ml} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec $S_t = 10 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (Art B7.4 BAEL91 modifier 99):**

$$\mathbf{r_x} = \frac{A_{\min}}{b \times h} \geq r_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{et} \quad \mathbf{r_y} \geq r_0$$

Avec : $r_0 = 0,0008$ pour HA Fe E400

Sens x – x :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 45 \times \frac{3 - 0,87}{2} = 3.834 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y – y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Conclusion : la condition est vérifiée dans les deux sens.

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et Constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VI.1.4 Ferrailage de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

➤ **Chargement simplifié admis :**

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repart et le calcul devient classique

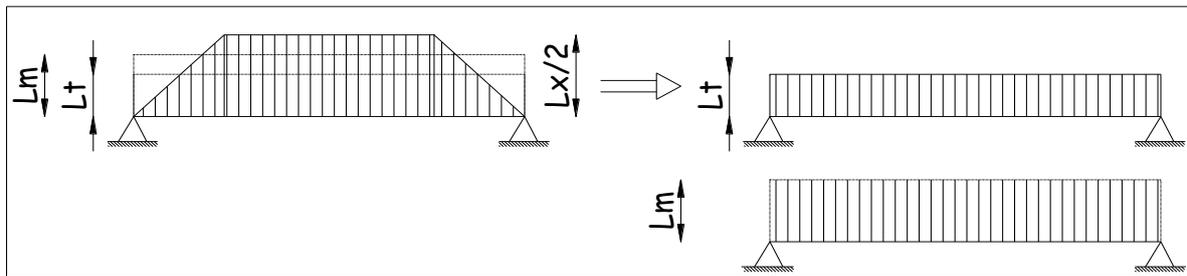


Figure VI.1.7 : Présentation des chargements simplifiés.

• **Charge trapézoïdale :**

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

• **Charge triangulaire :**

$$l_m = 0.333l_x$$

$$l_t = 0.25l_x$$

➤ **Les charges à considérer revenant aux nervures :**

Sens transversal : charge trapézoïdale :

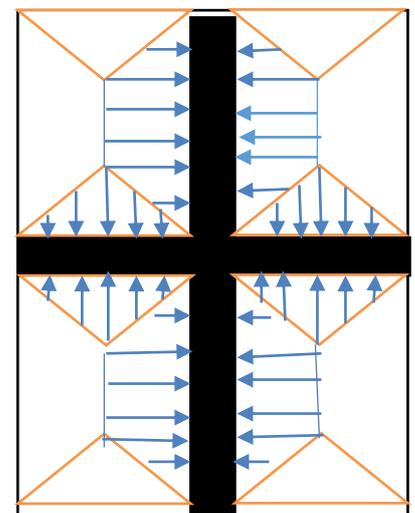
$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 4.35 \times \left(0.5 - \frac{0.87^2}{6} \right) = 1.63$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 4.35 \times \left(0.5 - \frac{0.87}{4} \right) = 1.35$$

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 199.03 \times 1.63 = 648.83 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 140.56 \times 1.63 = 458.23 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 199.03 \times 1.35 = 537.38 \text{ KN / ml.}$$



Sens longitudinal : charge triangulaire :

Figure VI.1.8 : Répartition des charge

$$l_t = 0.25 \times 4.35 = 1.087 \text{ m}$$

$$l_m = 0.333 \times 4.35 = 1.448 \text{ m}$$

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 199.03 \times 1.448 = 576.39 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 140.56 \times 1.448 = 407.06 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 199.03 \times 1.087 = 432.69 \text{ KN} / \text{ml}.$$

➤ **Détermination des efforts :**

Sens longitudinal (E.L.U)

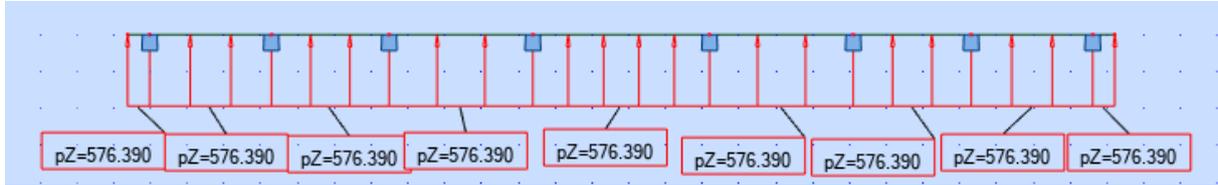


Figure VI .1.9 : Charges revenant à la nervure longitudinale à l'ELU.

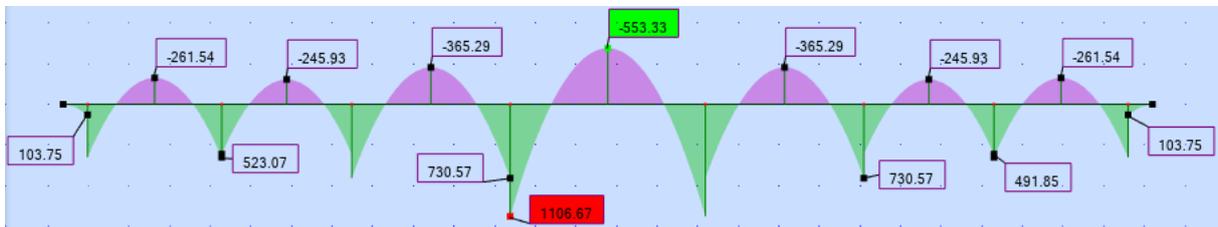


Figure VI.1.10 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

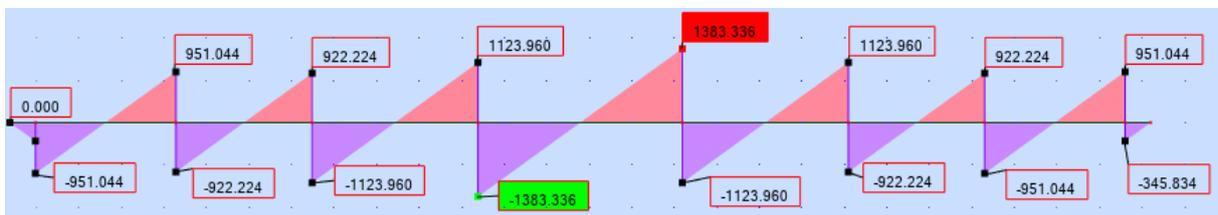


Figure VI.1.11 :diagramme des efforts tranchants a l'ELU

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = - 553.33 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 1106.67 \text{ KN.m}$$

b = 60 cm, h = 120 cm, d = 108cm , f_{bc} = 14, 2 Mpa , σ_{st} = 348 Mpa

Aux appuis :

$$M_{app} = 1106.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1106.67 \times 10^6}{650 \times 1080^2 \times 14,2} = 0.103 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,103 \rightarrow \beta = 0,9455$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1106.67 \times 10^6}{0,9455 \times 1080 \times 348} = 31.14 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA20+7HA16= 32.91cm²

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = 8.23 \text{ cm}^2 \text{ Soit : 5HA16}=10.05 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$M_t = 553.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{553.33 \times 10^6}{650 \times 1080^2 \times 14,2} = 0,051 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,051 \rightarrow \beta = 0,9735$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{553.33 \times 10^6}{0,962 \times 1080 \times 348} = 15.30 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA20+4HA16= 17.46 cm²

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 4.36 \text{ cm}^2 \text{ Soit : 5HA12}=5,65 \text{ cm}^2$$

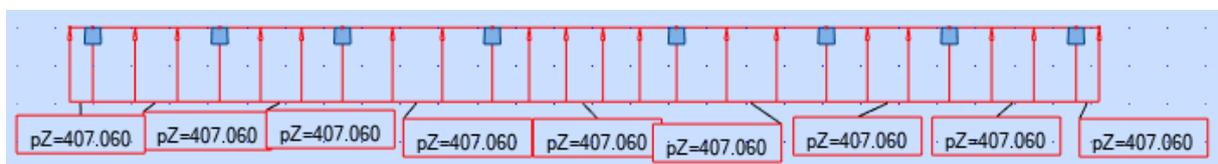
Sens longitudinal (E.L.S)

Figure VI.1.12 Charges revenant à la nervure longitudinale à l'ELS

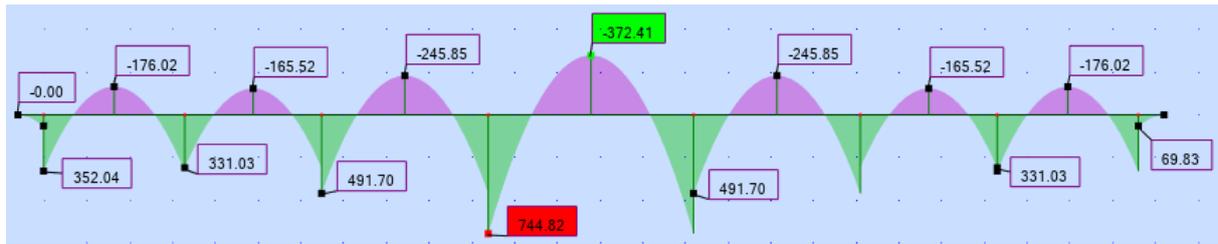


Figure VI.1.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

- **Les vérifications :**

- **Condition de non fragilité art A.4.2 (BAEL 90 modifier 99) :**

La condition de non fragilités pour les éléments soumis à la flexion composée exige que :

$$A_{\text{CNF}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_c} = 0,23 \times 650 \times 1080 \times \frac{2,1}{25}$$

$$A_{\text{CNF}} = \mathbf{13.56 \text{ cm}^2}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Nous devons vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \text{pour une fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = 1383.336 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1383.336 \times 10^3}{650 \times 1080} = 1.97\text{MPa} < 2,5\text{MPa}$$

Donc la condition est vérifiée

- **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 108 \times 2.1}{400} = 8.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Armatures transversales :**

- **Espacement des armatures**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{30 ; 24\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm} : \text{ en zone nodale}$

$S_t = 15 \text{ cm} : \text{ en zone courante}$

- **La quantité Armatures transversale minimales :**

- En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.95 \text{ cm}^2$
- En zone courante : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.92 \text{ cm}^2$

Sens transversale (ELU):



Figure VI.1.13 :Charges revenant à la nervure transversale a l'ELU

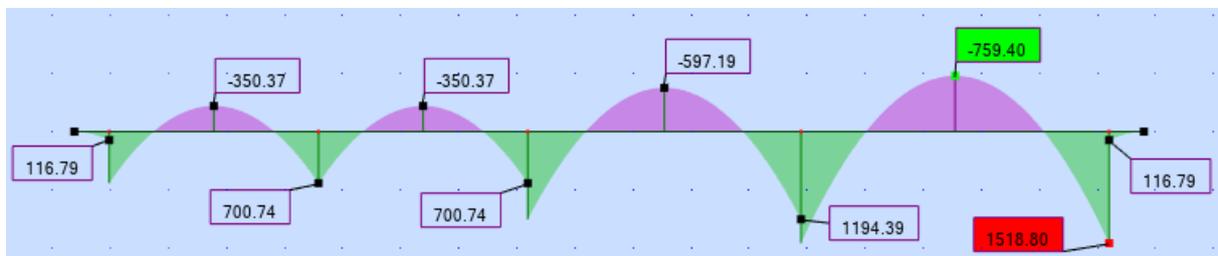


Figure VI.1.14 :Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

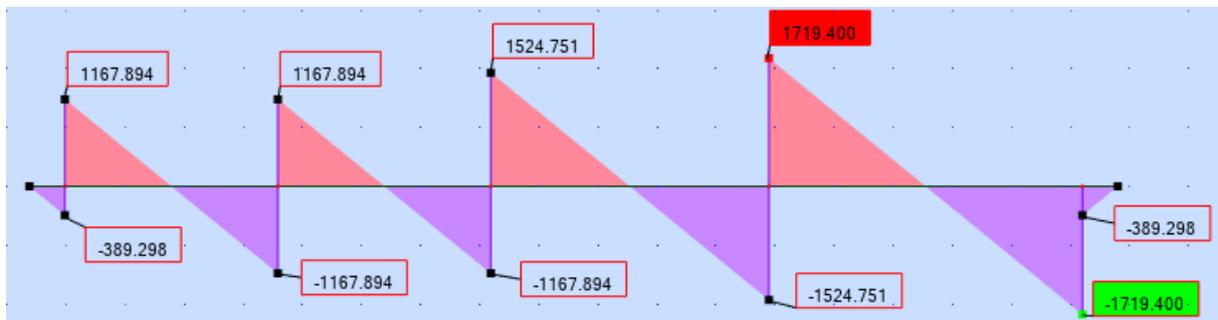


Figure VI.1.15 Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = -759.40 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 1518.80 \text{ KN.m}$$

$b = 65 \text{ cm}$, $h = 120 \text{ cm}$, $d = 108 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14, 2 \text{ Mpa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

Aux appuis :

$$M_{app} = 1518.80 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1518.80 \times 10^6}{650 \times 1080^2 \times 14,2} = 0,141 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,141 \rightarrow \beta = 0,9235$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1518.80 \times 10^6}{0,9235 \times 1080 \times 348} = 43.75 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA21+7HA20=46.53 cm²

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = 11.63 \text{cm}^2 \text{ Soit : 6HA16}=11.63 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$M_t = 759.40 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{759.40 \times 10^6}{650 \times 1080^2 \times 14,2} = 0,070 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,070 \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{759.40 \times 10^6}{0,964 \times 1080 \times 348} = 20.95 \text{cm}^2$$

Soit : 4HA 20+5HA16 = 22.61 cm²

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 4,09 \text{cm}^2 \text{ Soit : 5HA12}=5,65 \text{ cm}^2$$

Sens transversale (ELS):

Figure VI.1.16 : Charges revenant à la nervure transversale à L'ELS

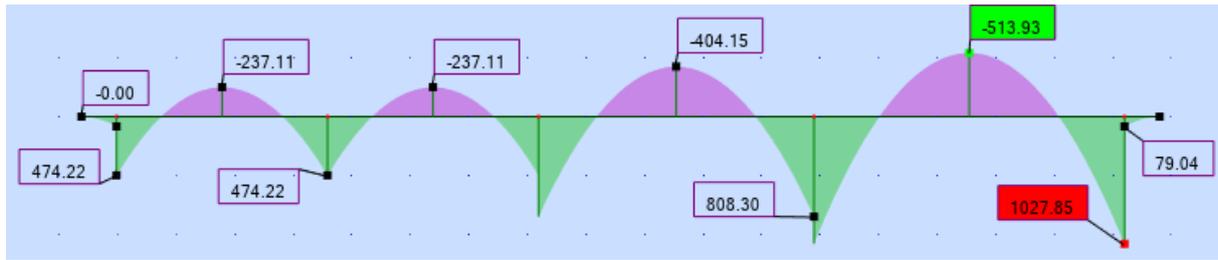


Figure VI.1.17 : Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

- **Les vérifications :**

- **Condition de non fragilité art A.4.2 (BAEL 90 modifier 99) :**

La condition de non fragilités pour les éléments soumis à la flexion composée exige que :

$$A_{\text{CNF}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_c} = 0,23 \times 650 \times 1080 \times \frac{2,1}{25}$$

$$A_{\text{CNF}} = \mathbf{13.56 \text{ cm}^2}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Nous devons vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \text{pour une fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

$$V_u = 1718,40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1718,40 \times 10^3}{650 \times 1080} = 2,44\text{MPa} < 2,5\text{MPa}$$

Donc la condition est vérifiée

- **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 108 \times 2,1}{400} = 8,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Armatures transversales :**

- ✓ Espacement des armatures

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{30; 24\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm} : \text{en zone nodale}$

$S_t = 15 \text{ cm} : \text{en zone courante}$

- **La quantité Armatures transversale minimales :**

✓ **En zone nodale :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.95 \text{ cm}^2$

✓ **En zone courante :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.92 \text{ cm}^2$

VII. Mur plaque

Introduction

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structures.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne Stabilité de l'ouvrage.

VII.1 Pré dimensionnement du mur plaque

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20 cm .

VII.1.1 Méthode de calcul

Le mur est considéré comme un ensemble de panneaux dalle encastéré au niveaux de la semelle (radier), sollicité par la poussée des terre et une surcharge d'exploitation.

Le calcul se fait selon une bonde de 1 m de largeur.

VII.1.1.1 Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_h et σ_v

Avec :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

σ_h : Contrainte horizontale

σ_v : Contrainte verticale

K_a : Coefficient de poussée de terres

$$K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

φ : Angle de frottement interne

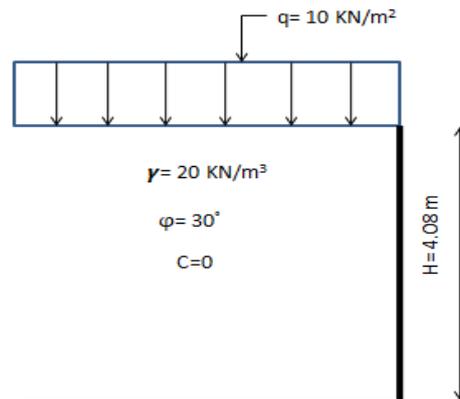


Figure VII.1.1 : schéma du mur plaque

VII.1.1.2 Caractéristique du sol

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

Poids volumique des terres : $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $c = 0$

VII.1.1.3 Calcul des sollicitations

Calcul de $K_0 = K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.333$

- **ELU :**

$$\sigma_h = K_a \sigma_v = K_a (1.35 \gamma h + 1.5 q)$$

$$\sigma_h = 0.333 (1.35 \times 20 \times h + 1.5 \times 10) = 8.991 h + 4.995$$

$$\begin{cases} \text{pour } h = 0 & \sigma_h = 4.995 \text{ KN/m}^2 \\ \text{pour } h = 4.08 & \sigma_h = 41.67 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **ELS :**

$$\sigma_h = K_a \sigma_v = K_a (\gamma h + q)$$

$$\sigma_h = 0.333 (20 \times h + 10) = 6.66 h + 3.33$$

$$\begin{cases} \text{pour } h = 0 & \sigma_h = 3.33 \text{ KN/m}^2 \\ \text{pour } h = 4.08 & \sigma_h = 30.502 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

VII.1.1.4 Diagramme des contraintes

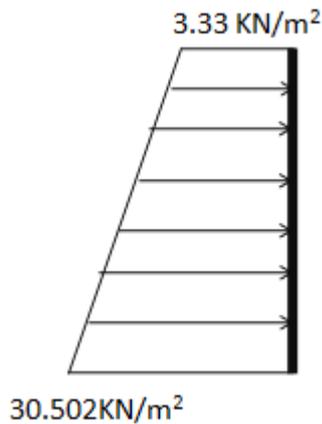


Figure VII.1.2 : diagrammes des contraintes à ELU

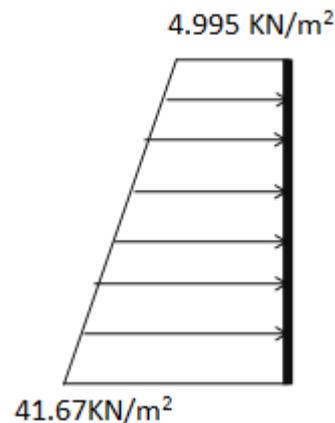


figure- VII-3 diagrammes des contraintes à ELS

VII.1.1.5 Charges moyennes

- **ELU :**

$$q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 41.67 + 4.995}{4} = 32.501 \text{ KN/ml}$$

- **ELS :**

$$q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 30.502 + 3.33}{4} = 23.709 \text{ KN/ml}$$

VII.1.2 Ferrailage du mur plaque

- **Identification des panneaux**

$$\begin{cases} L_x = 4.08 \text{ m} \\ L_y = 4.80 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.08}{4.80} = 0.85$$

$0.4 < \rho = 0.85 < 1$ le panneau travaille dans les deux sens

VII.1.2.1 Calcul à L'ELU

$$\begin{cases} \rho = 0.85 \\ \nu = 0 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0509 \times 32.501 \times 4.08^2 = 27.538 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.685 \times 27.538 = 18.863 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**Sens x-x :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 27.538 = 13.769 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 27.538 = 20.653 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 18.863 = 9.431 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 18.863 = 14.147 \text{ KN.m}$$

VII.1.2.2 Calcul à L'E L S

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.85 \\ \nu = 0.2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0579 \\ \mu_y = 0.778 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0579 \times 23.709 \times 4.08^2 = 22.851 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.778 \times 22.851 = 17.778 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**Sens x-x :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 22.851 = 11.425 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 22.851 = 17.138 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 17.778 = 8.889 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 17.778 = 13.33 \text{ KN.m}$$

VII.1.3 Calcul des sections d'armature

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} (cm ²)	S_t (cm)
x-x	Appuis	13.769	0.033	0.983	SSA	2.36	2	5HA12 = 5.65	20
	Travée	20.653	0.050	0.974	SSA	3.58	2	5HA14 = 7.70	20
y-y	Appuis	9.431	0.022	0.989	SSA	1.61	2	5HA12 = 5.65	20
	Travée	14.147	0.034	0.983	SSA	2.43	2	5HA14 = 7.70	20

Tab. VII.1.1 : ferrailage du mur plaque

VII.2 Recommandation du RPA

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimale des armatures est de (0.10%B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingles / m² de HA8.
($b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$; h : épaisseur de voile = 20 cm)

VII.3 Vérification à L'ELU

Espacement des armatures :

La fissuration est non préjudiciable

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Direction principales :**
 $S_t = \min(2h , 25 \text{ cm}) = \min(40 \text{ cm} , 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$
- **Direction secondaires :**
 $S_t = \min(3h , 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} , 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$
- **Diamètre maximale des barres :**
 $\varphi_{max} \leq \frac{h}{10} \implies \varphi_{max} = 14 \text{ mm} \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{CV}$

VII.4 Vérification à L'ELS

Vérification des contraintes : la fissuration étant préjudiciable

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta} f_{tj} \right) = 201.63 \text{ MPa} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Sens	Zone	A_s (cm^2)	M_s (KN.m)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_b	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
x-x	Appuis	5.65	11.425	0.330	0.910	40.56	130.71	201.63	3.22	15	Cv
	Travée	7.70	17.138	0.452	0.897	33.54	145.95	201.63	4.35	15	Cv
y-y	Appuis	5.65	8.889	0.330	0.910	40.56	101.69	201.63	2.50	15	Cv
	Travée	7.70	13.33	0.452	0.897	33.54	113.52	201.63	3.38	15	Cv

Tab. VII.2 : vérification des contraintes à ELS

Conclusion :

L'épaisseur de mur plaque est de 20 cm.

✓ **Le ferrailage du mur plaque est comme suit**

Sens x-x :

En travée : 5HA14 / ml avec un espacement de **20 cm**

Aux appuis : 5HA12 / ml avec un espacement de **20 cm**

Sens y-y :

En travée : 5HA14 / ml avec un espacement de **20 cm**

Aux appuis : 5HA12 / ml avec un espacement de **20 cm**

Conclusion :

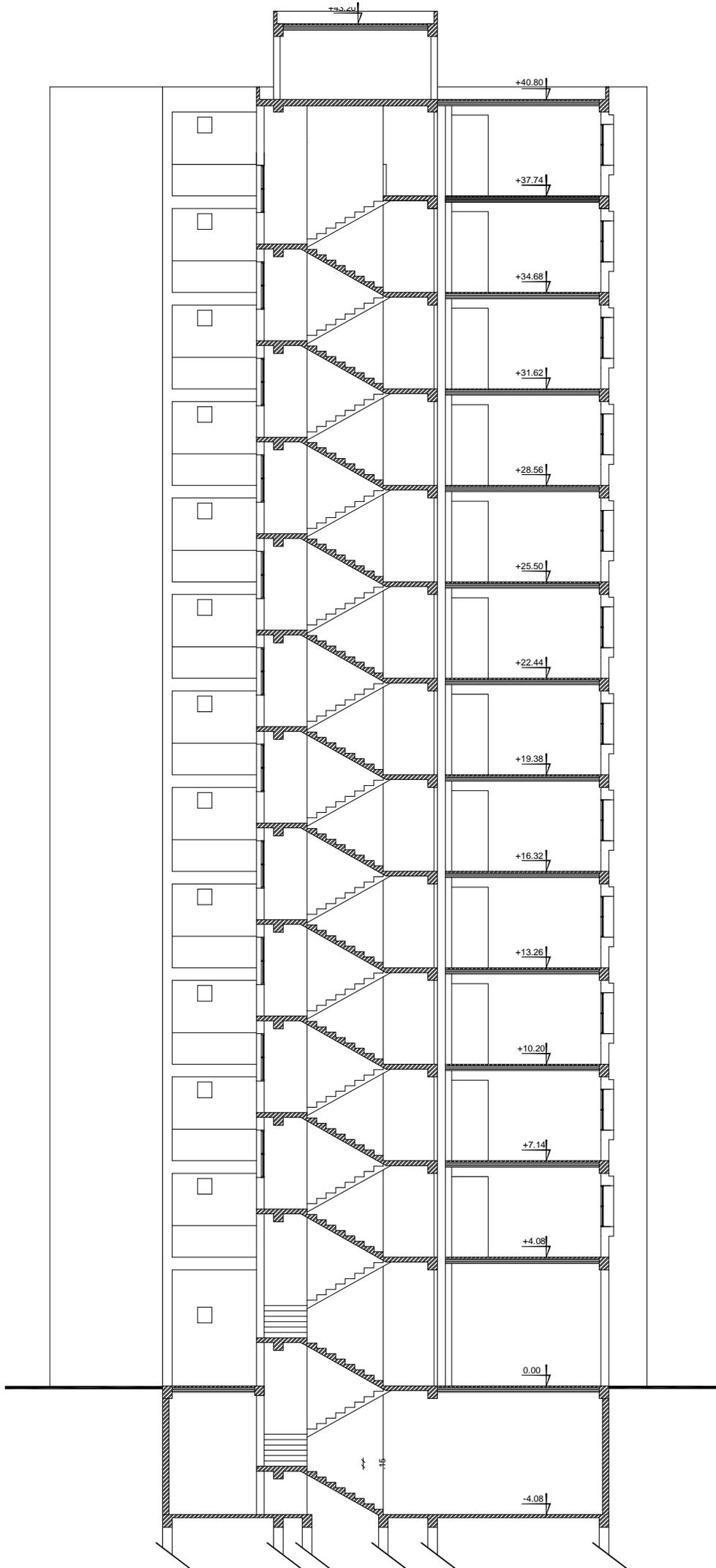
L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.

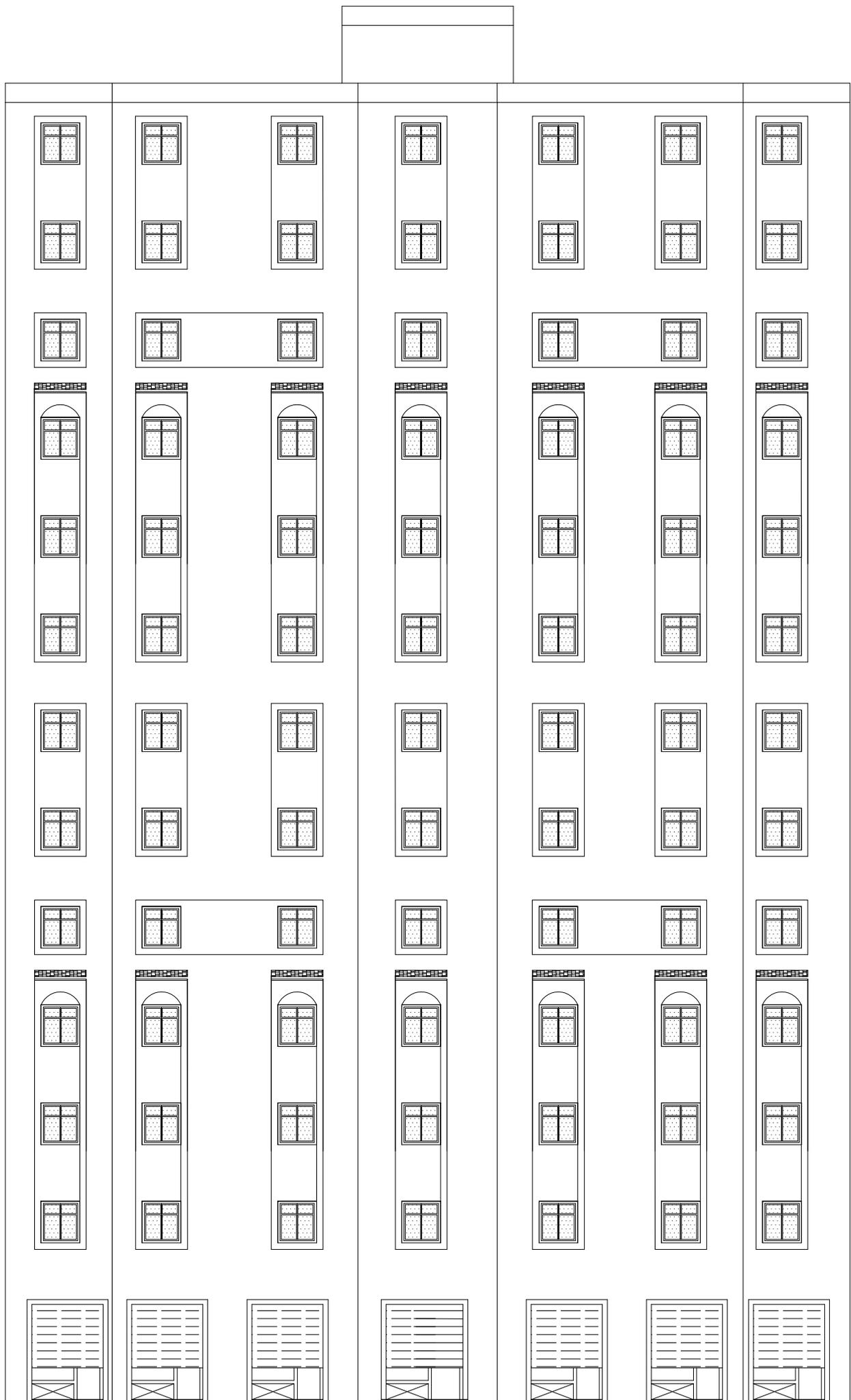
Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'à travailler en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apportées un bagage favorable en plus pour nous.

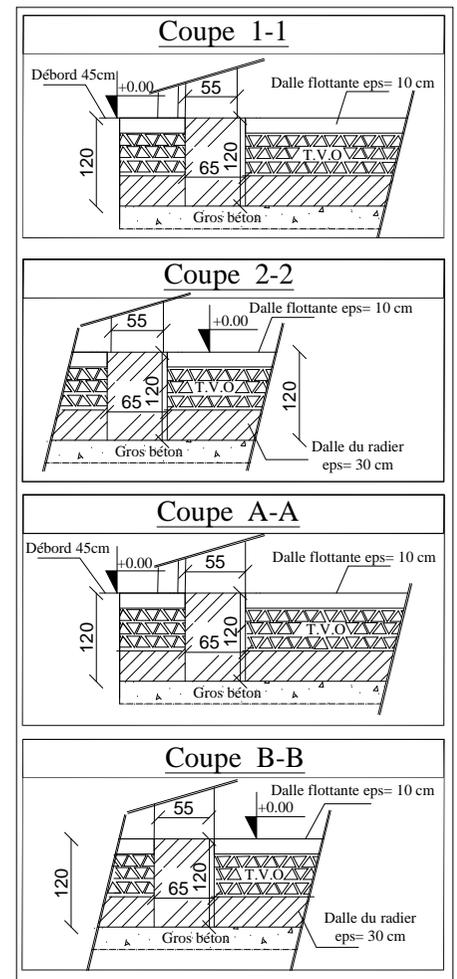
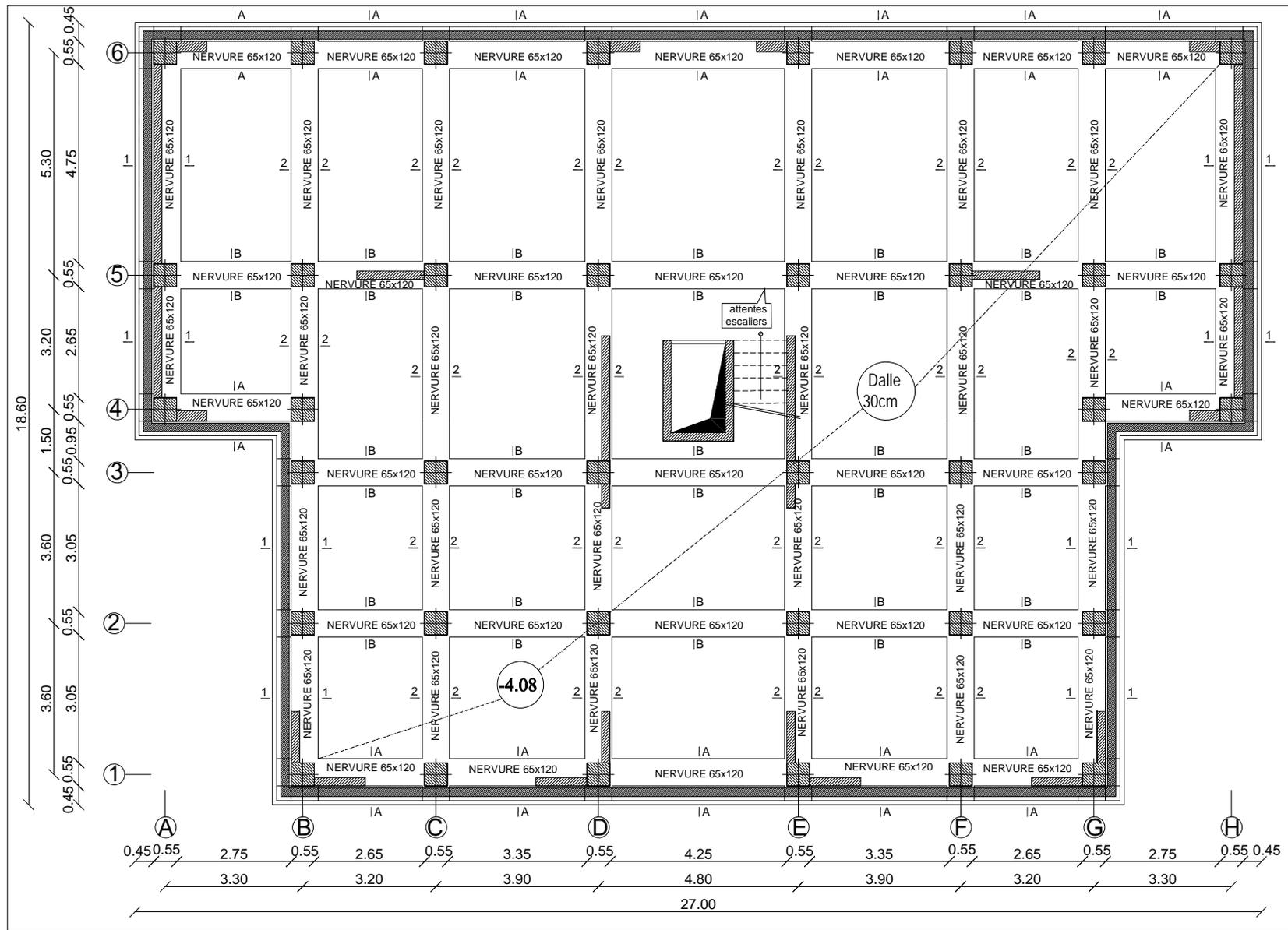
Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit à des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence .

En fin nous souhaitons que ce modeste travail sera un support et un apport pour les promotions à venir.



COUPE A-A



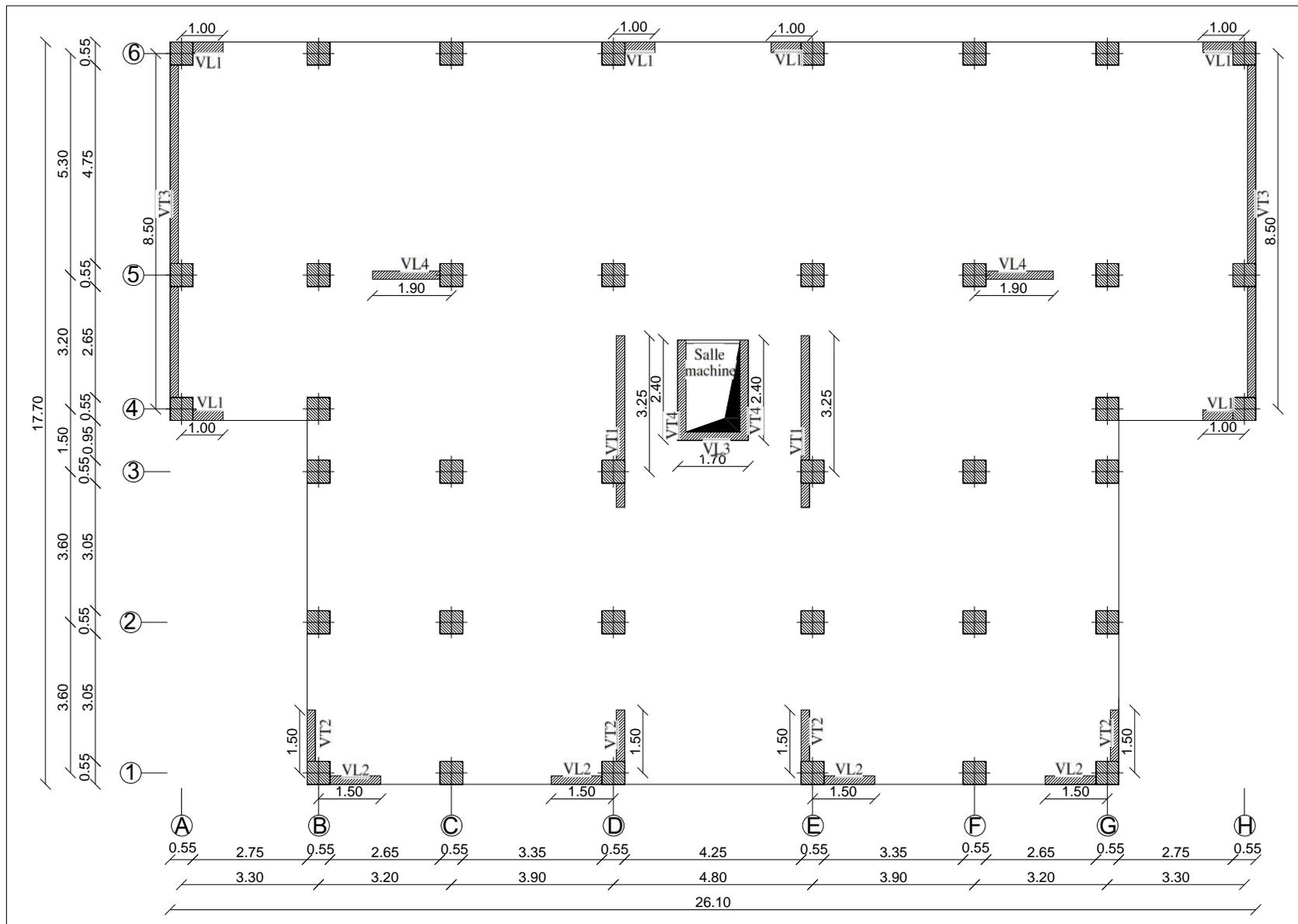


Zone:(I)

- Poteaux: (55X55)
- Nervure :(65X120)
- Débord :45Cm
- Dalle flottante: ep=10cm
- Dalle de radier: ep=30cm

PLAN DE FONDATIONS
NIV: -4.08
SOUS-SOL

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i> -M ^{elle} DJEMLI Chahrazed	<i>Titre :</i> PLAN DE FONDATIONS NIV: -4.08 SOUS-SOL	<i>Echelle°:1/50</i>
-M ^{elle} ADOUL Djediga		<i>Plan N°:01</i>
<i>Dirigé par :</i> -M ^r MERAKEB		<i>Promotion:</i> 2019



****Les Voiles Longitudinaux:***

VL 01 = 1.00 m

VL 02 = 1.50 m

VL 03 = 1.70 m

VL 04 = 1.90 m

****Les Voiles Transversaux:***

VT 01 = 3.25 m

VT 02 = 1.50 m

VT 03 = 8.50 m

VT 04 = 2.40 m

LA DISPOSITION DES VOILES

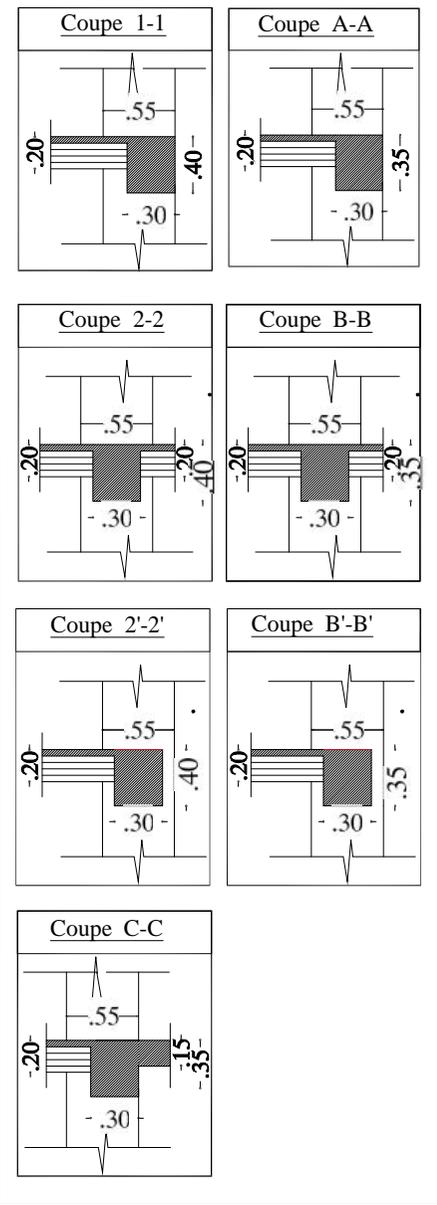
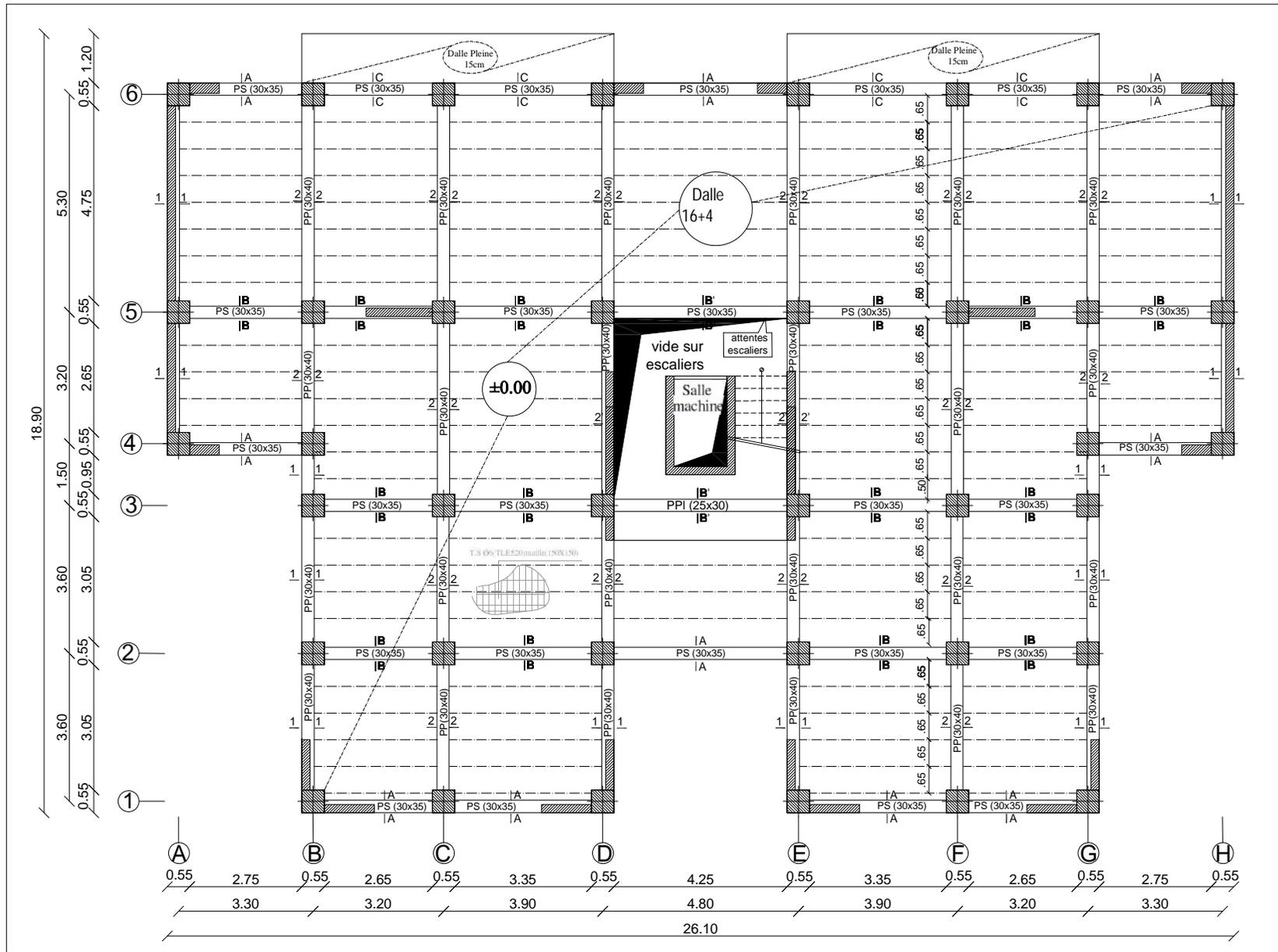
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
 -M^{elle} DJEMLI Chahrazed
 -M^{elle} ADOUL Djediga
Dirigé par :
 -M^r MERAKEB

Titre :
LA DISPOSITION DES VOILES

Echelle°: 1/50
Plan N°: 02
Promotion:
 2019



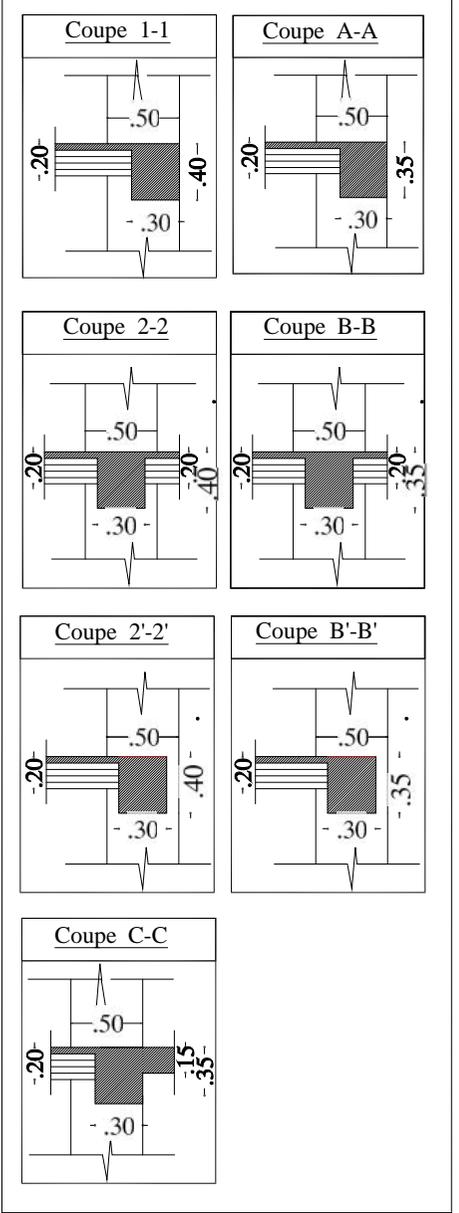
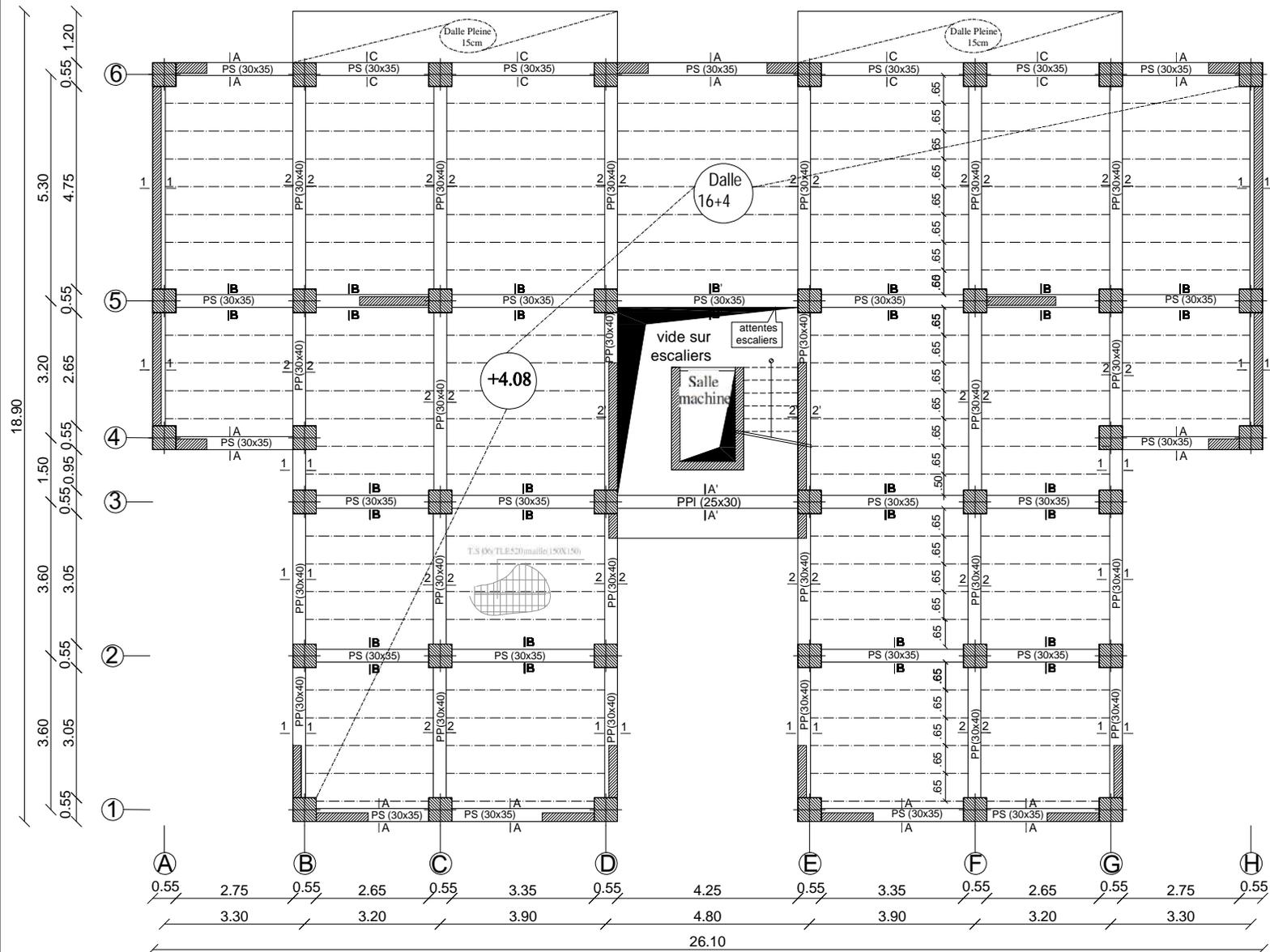
Zone: (I)

- Poteaux: (55X55)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle(CC): $ep=20cm$

PLAN DE COFFRAGE
NIV: +0.00
REZ-DE-CHAUSSÉE

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

Etudié par : -M ^{elle} DJEMLI Chahrazed -M ^{elle} ADOUL Djediga	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV: +0.00 REZ-DE-CHAUSSÉE	Echelle°:1/50 Plan N°:03 Promotion: 2019
Dirigé par : -M ^r MERAKEF		



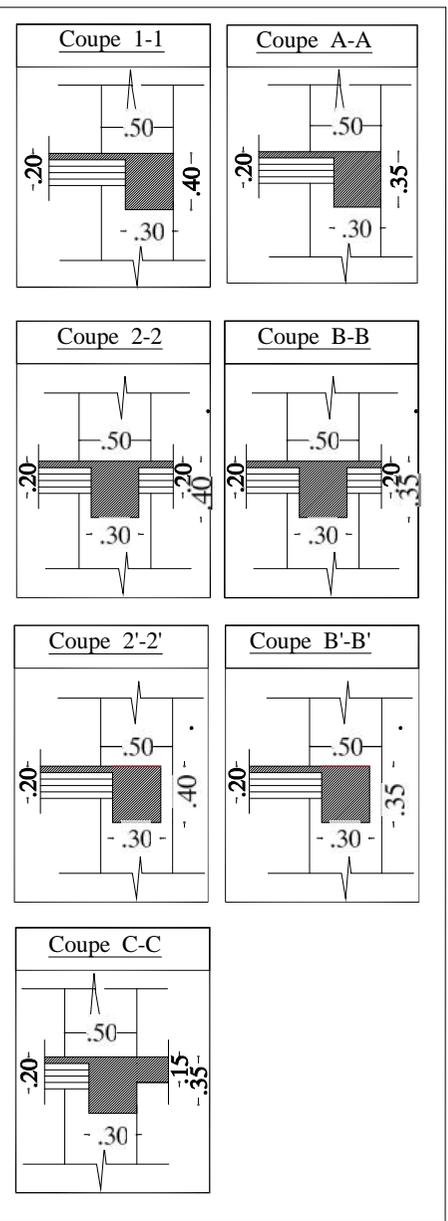
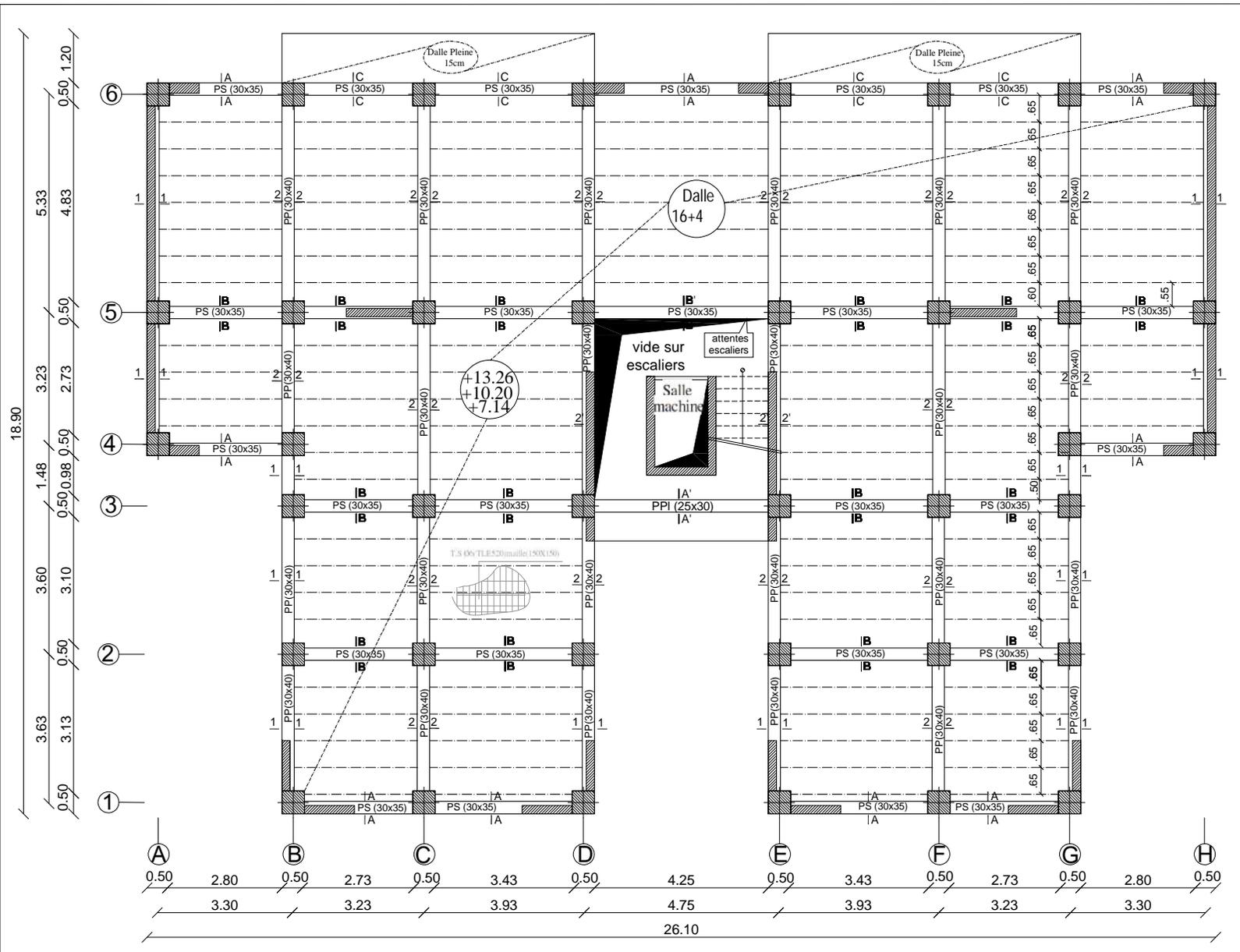
Zone: (I)

- Poteaux: (55X55)
- Poutres principales: (30X40)
- Poutres secondaires: (30X35)
- Dalle(CC): $ep=20cm$

PLAN DE COFFRAGE
NIV: +4.08
(1^{er} ETAGE)

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

<i>Etudié par :</i> -M ^{elle} DJEMLI Chahrazed -M ^{elle} ADOUL Djediga	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: +4.08 (1 ^{er} ETAGE)	<i>Echelle°:</i> 1/50 <i>Plan N°:</i> 04 <i>Promotion:</i> 2019
<i>Dirigé par :</i> -M ^r MERAKEF		



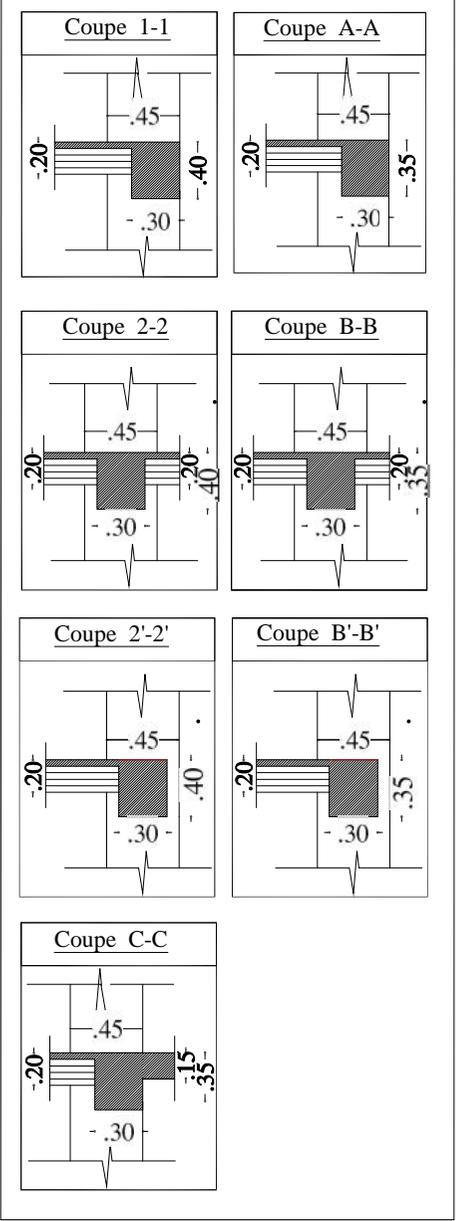
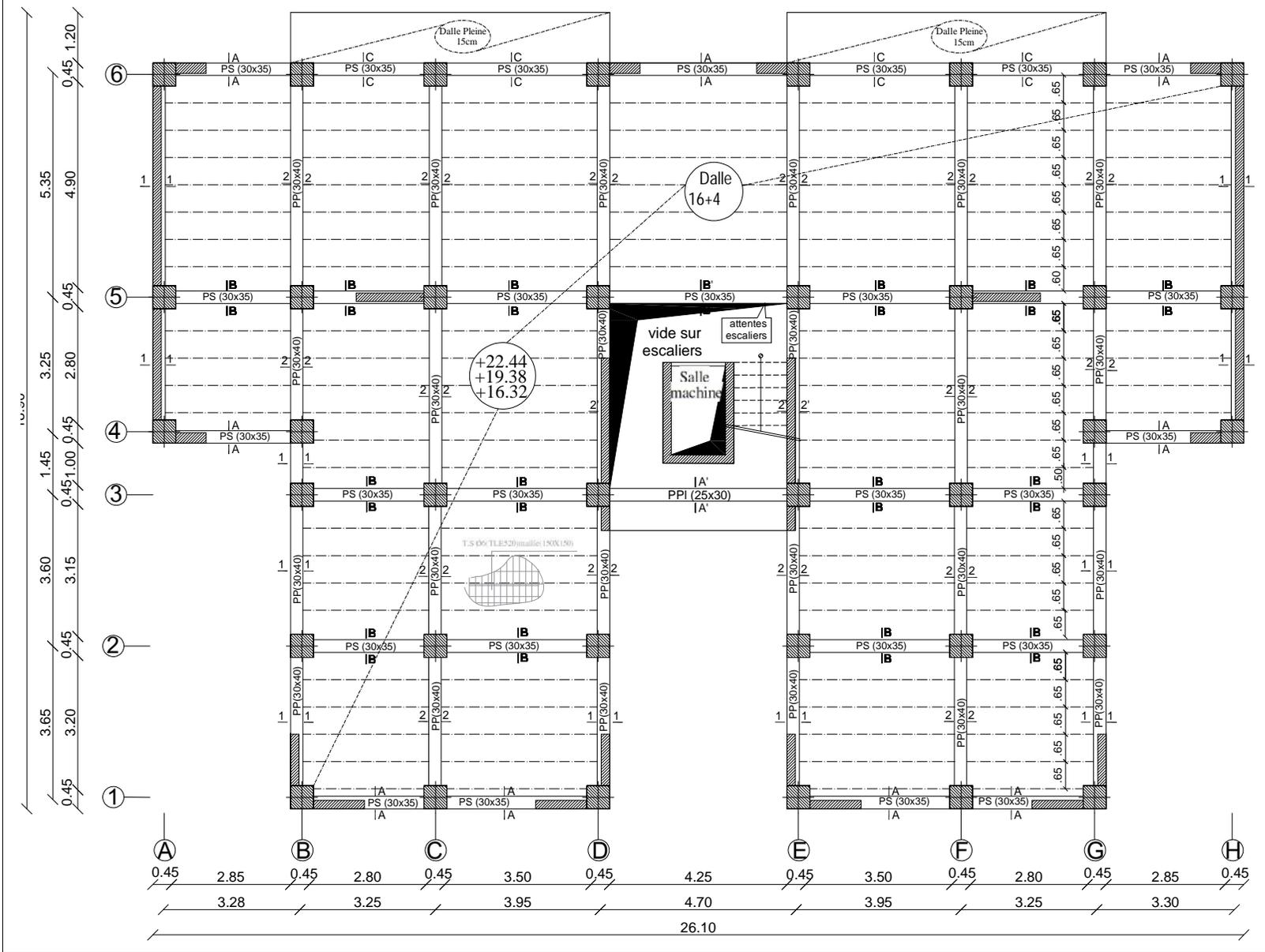
Zone:(II)

- Poteaux: (50X50)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle(CC): ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: +7.14,+10.20 et +13.26
(2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} ETAGE)

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

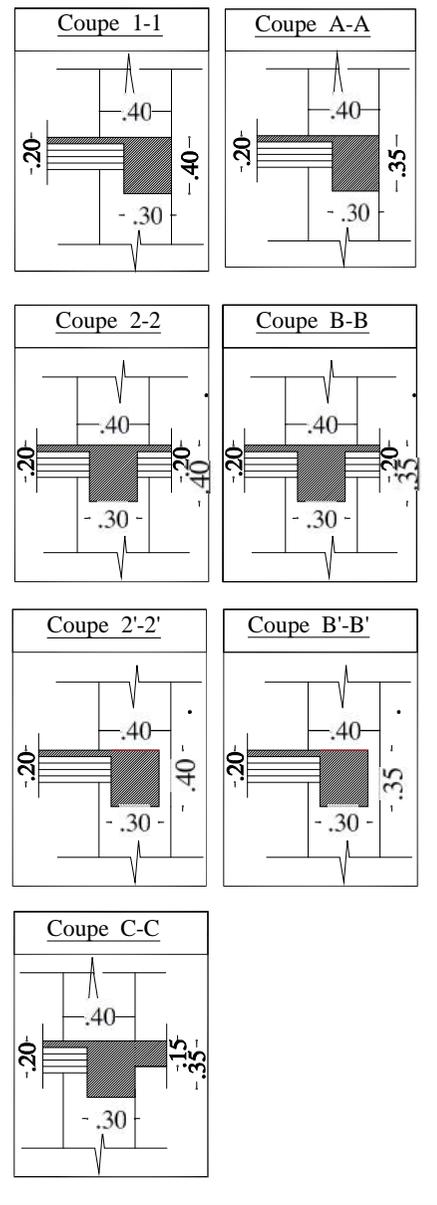
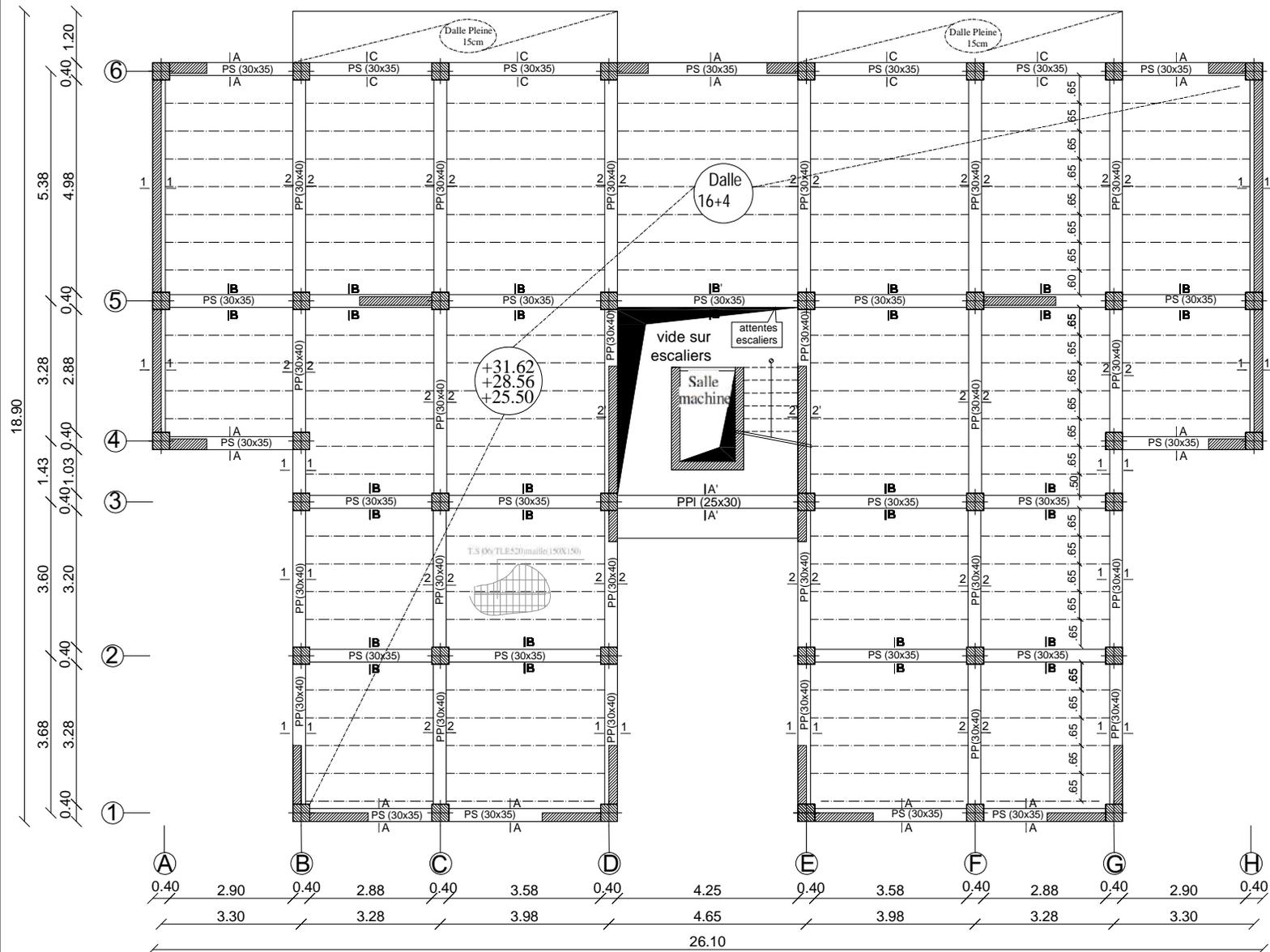
<i>Etudié par :</i> -M ^{elle} DJEMLI Chahrazed -M ^{elle} ADOUL Djediga	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: +7.14,+10.20 et +13.26 (2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} ETAGE)	<i>Echelle°:1/50</i> <i>Plan N°:05</i> <i>Promotion:</i> 2019
<i>Dirigé par :</i> -M ^r MERAKFER		



Zone:(III)
 Poteaux: (45X45)
 Poutres principales:(30X40)
 Poutres secondaires:(30X35)
 Dalle(CC): ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: +16.32,+19.38 et +22.44
(5^{eme} ,6^{eme} et 7^{eme} ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -M ^{elle} DJEMLI Chahrazed	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE	<i>Echelle°:1/50</i>
<i>-M^{elle} ADOUL Djediga</i>	NIV: +16.32,+19.38 et +22.44	<i>Plan N°:06</i>
<i>Dirigé par :</i> -M ^r MFRAKFR	(5^{eme} ,6^{eme} et 7^{eme} ETAGE)	<i>Promotion:</i> 2019



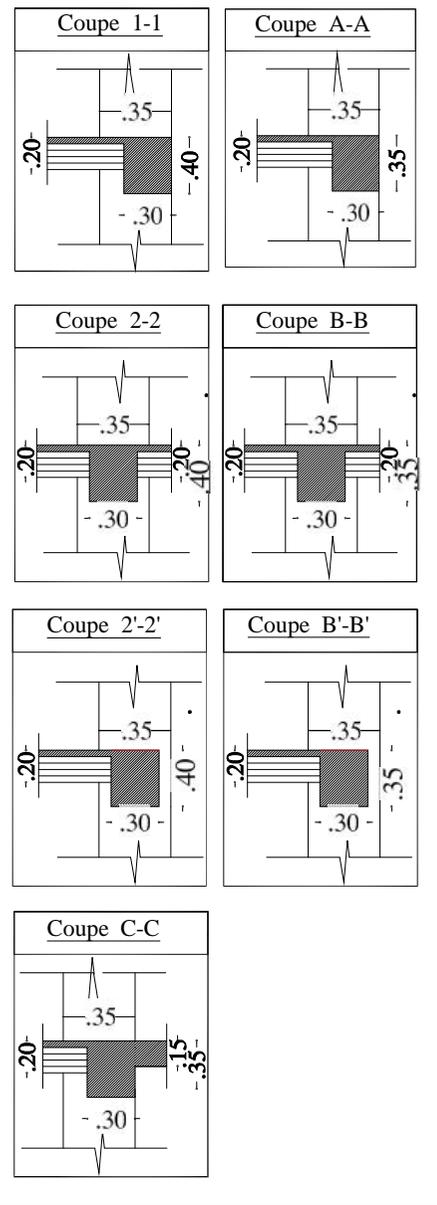
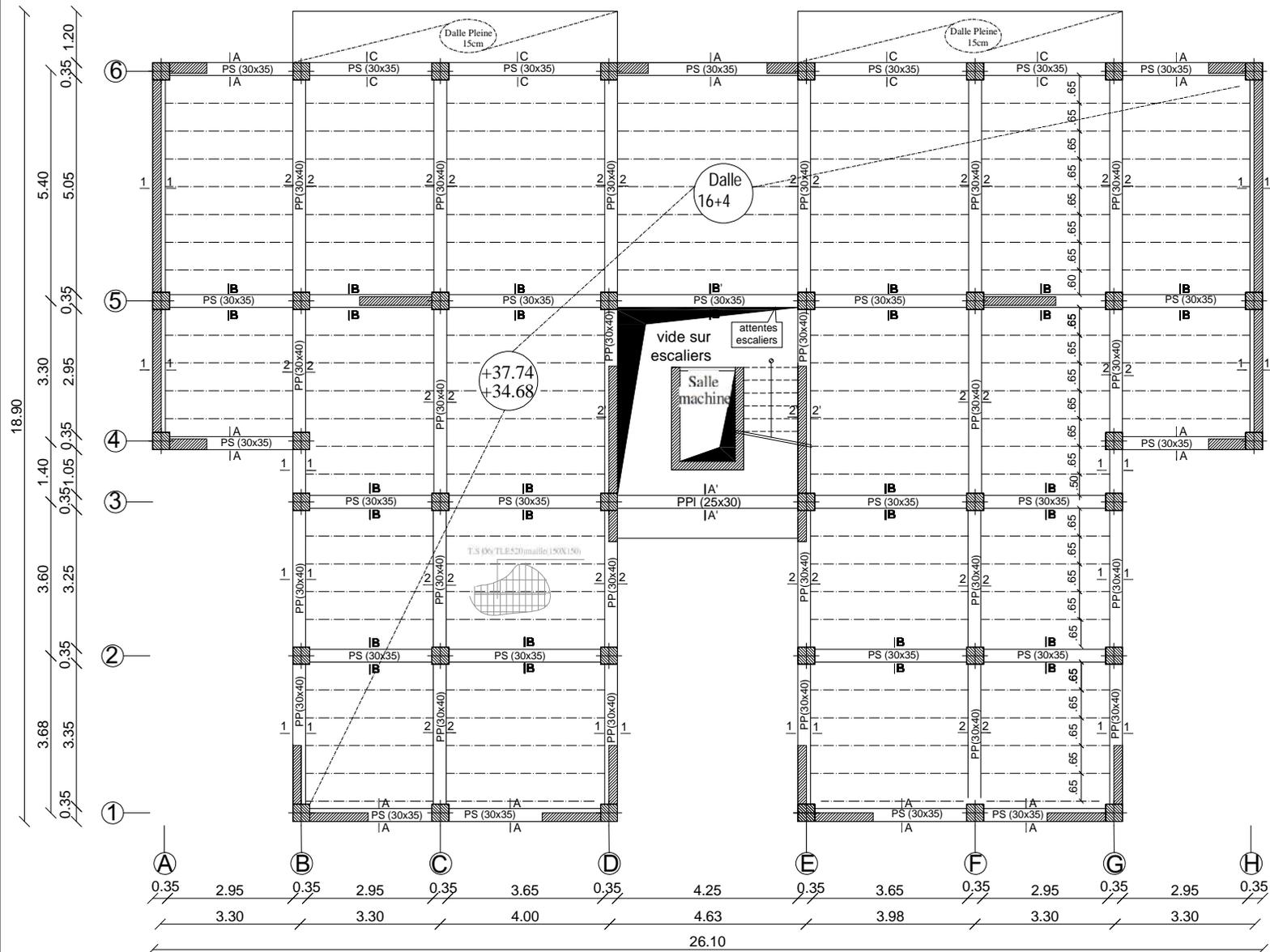
Zone: (IV)

- Poteaux: (40X40)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle(CC): ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: +25.50,+28.56 et +31.62
(8^{eme}, 9^{eme} et 10^{eme} ETAGE)

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

<i>Etudié par :</i> -M ^{elle} DJEMLI Chahrazed -M ^{elle} ADOUL Djediga	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: +25.50,+28.56 et +31.62 (8 ^{eme} , 9 ^{eme} et 10 ^{eme} ETAGE)	<i>Echelle°:1/50</i> <i>Plan N°:07</i> <i>Promotion:</i> 2019
<i>Dirigé par :</i> -M ^r MERAKEF		



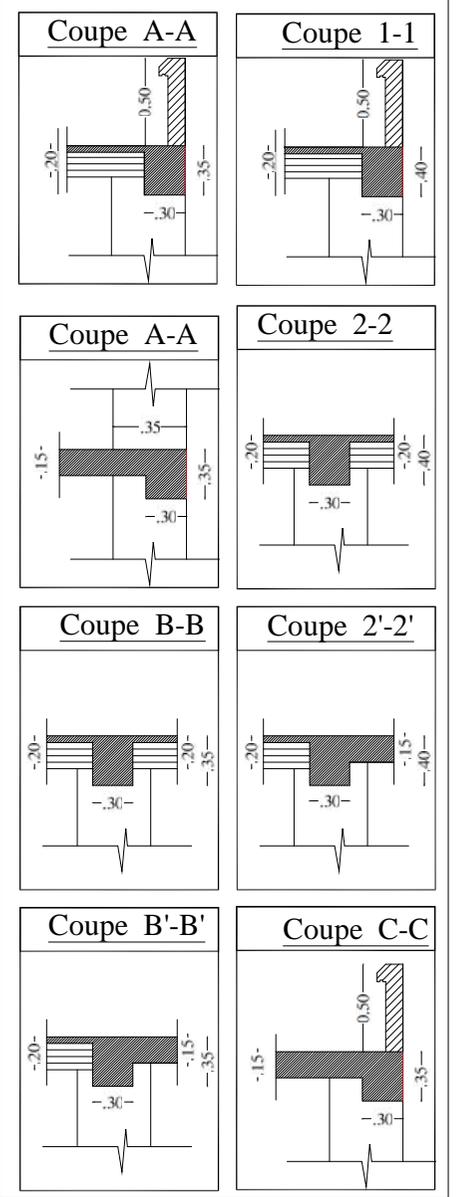
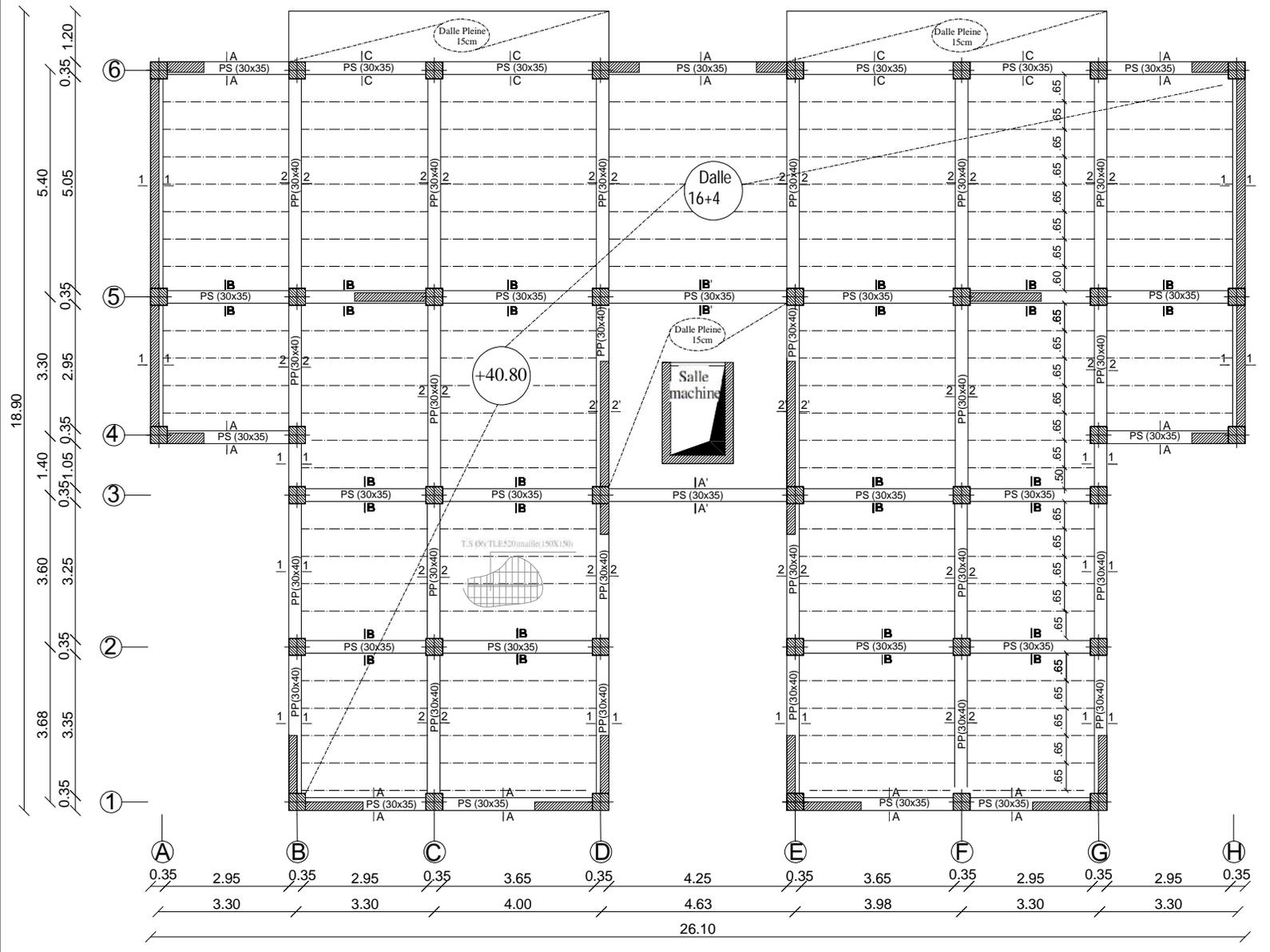
Zone: (V)

- Poteaux: (35X35)
- Poutres principales: (30X40)
- Poutres secondaires: (30X35)
- Dalle(CC): $ep=20cm$

PLAN DE COFFRAGE
NIV: +34.68 et +37.74
(11^{eme}, 12^{eme} ETAGE)

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

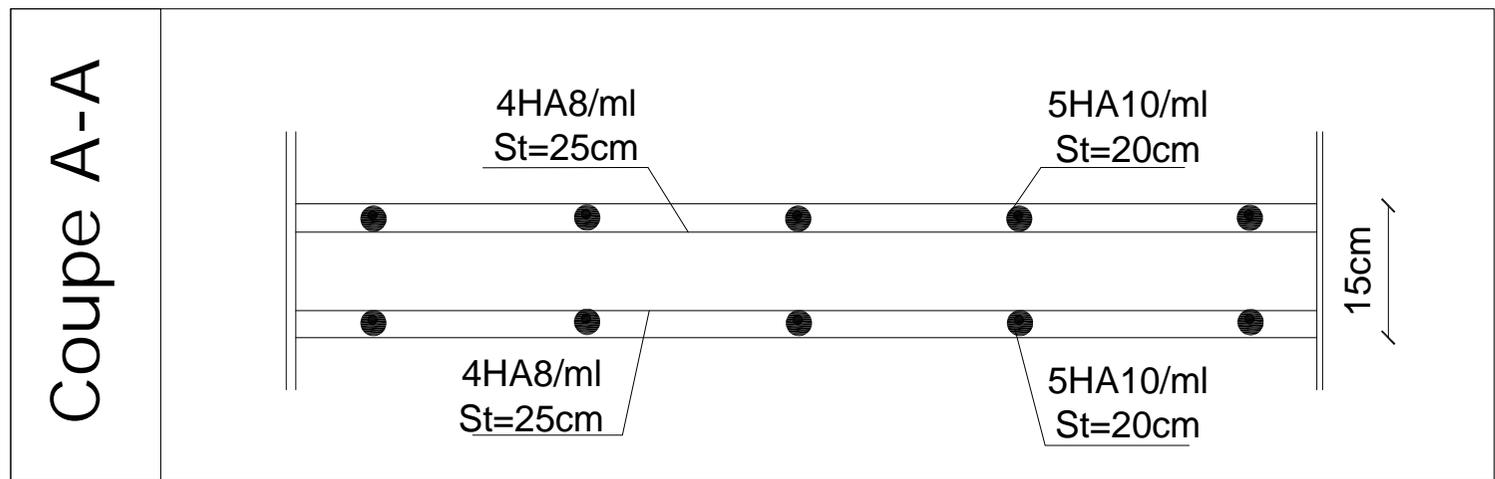
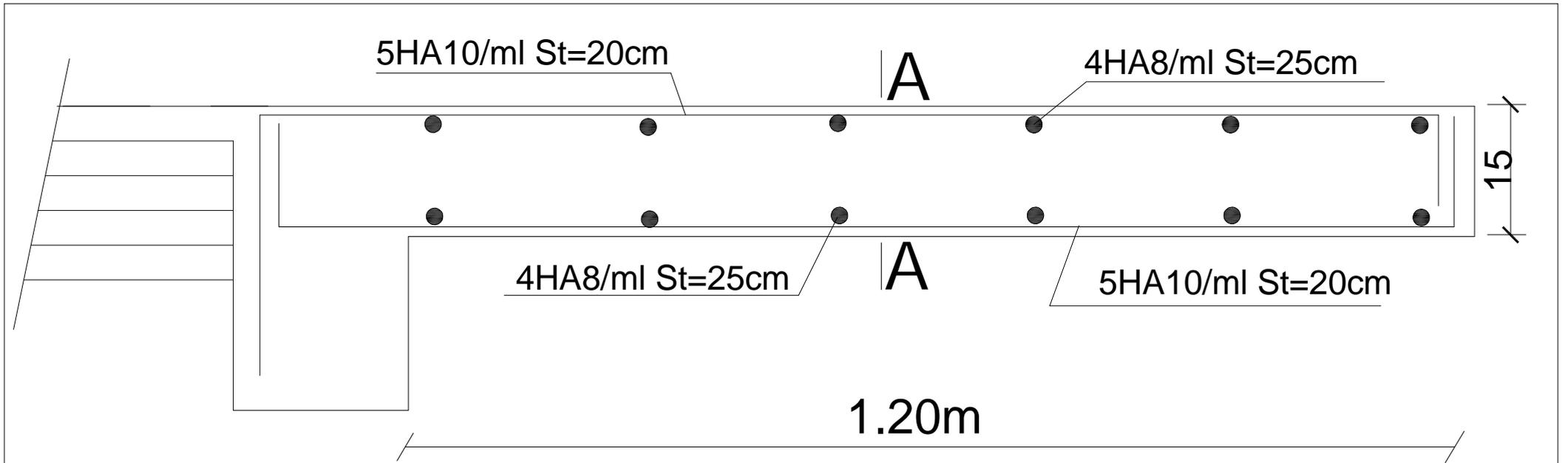
<i>Etudié par :</i> -M ^{elle} DJEMLI Chahrazed -M ^{elle} ADOUL Djediga	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: +34.68 et +37.74 (11 ^{eme} , 12 ^{eme} ETAGE)	<i>Echelle°: 1/50</i> <i>Plan N°: 08</i> <i>Promotion:</i> 2019
<i>Dirigé par :</i> -M ^r MERAKFER		



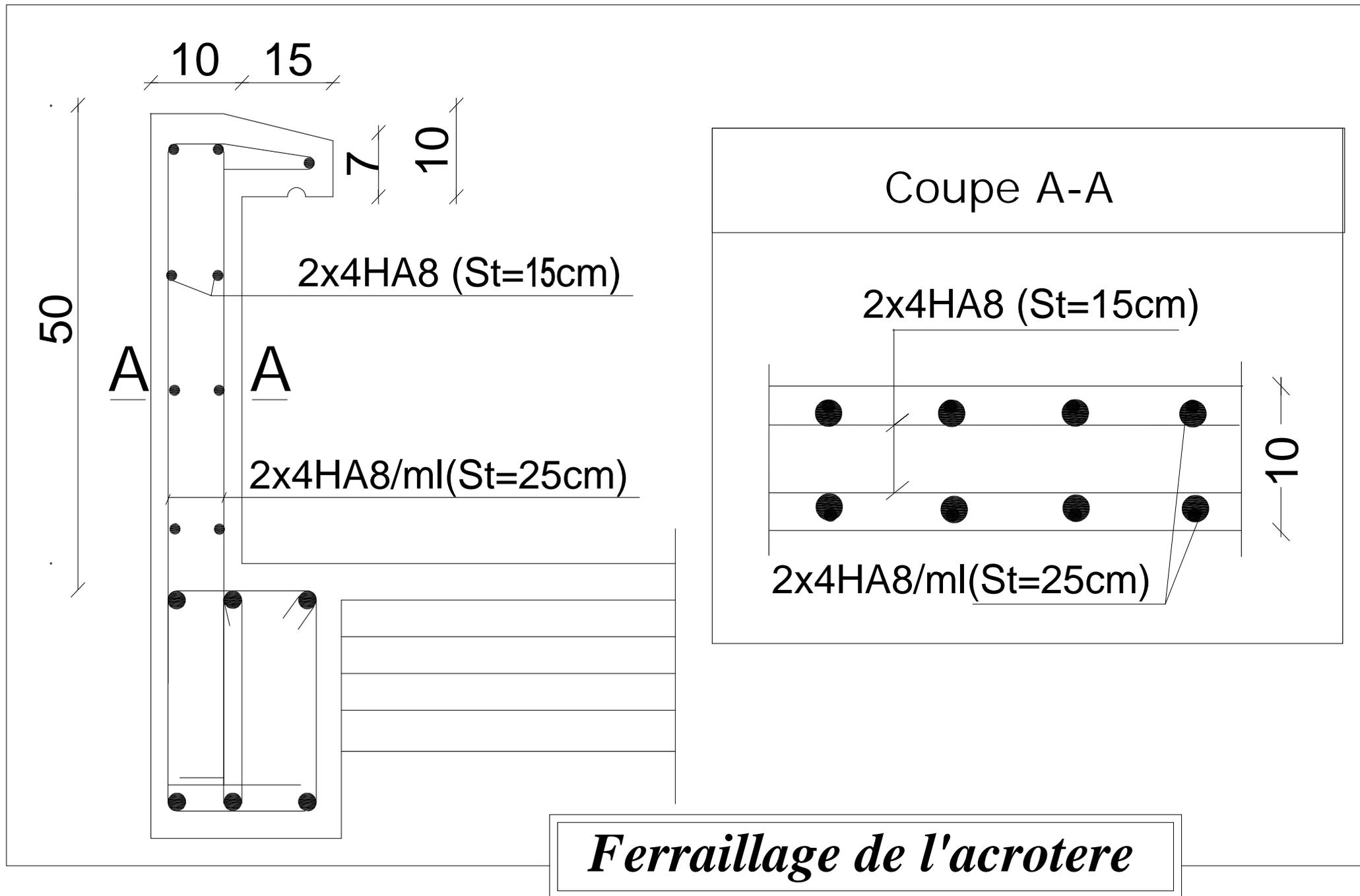
PLAN DE COFFRAGE
NIV: +40.80(TERRASSE)

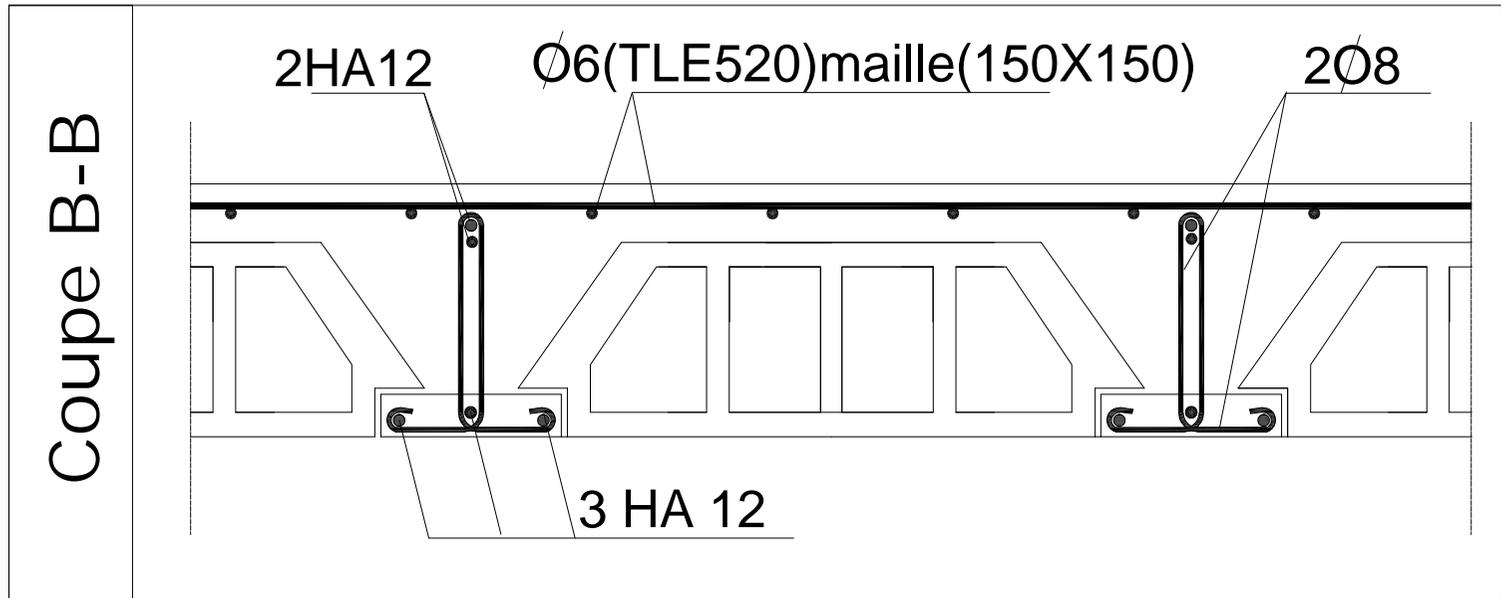
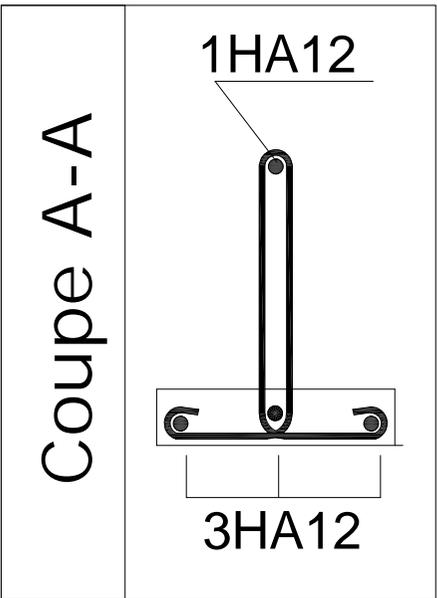
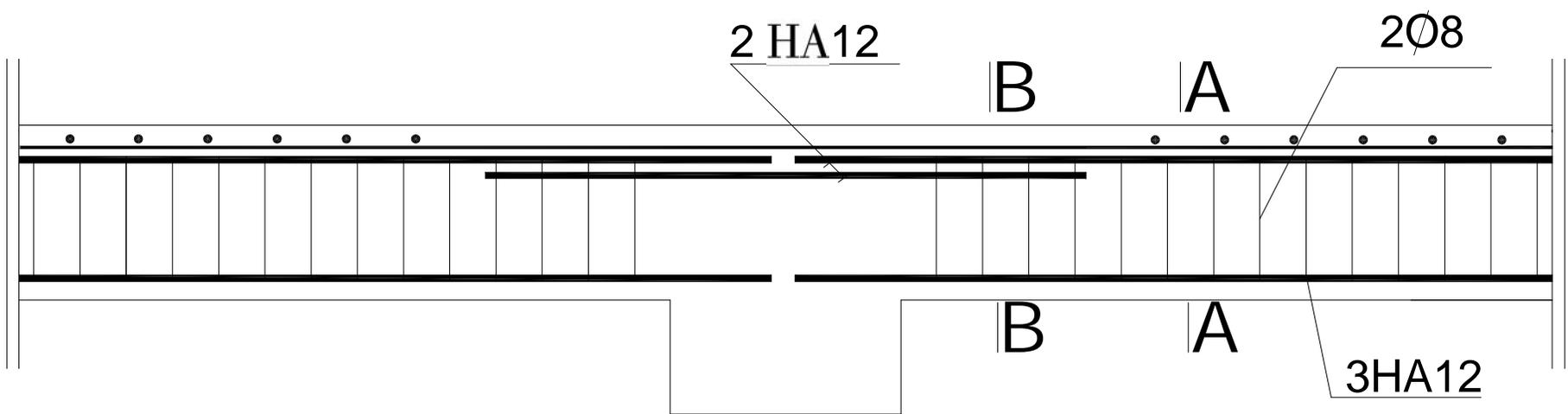
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

<i>Etudié par :</i> -M ^{elle} DJEMLI Chahrazed -M ^{elle} ADOUL Djediga	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: +40.80(TERRASSE)	<i>Echelle°:1/50</i> <i>Plan N°:09</i>
<i>Dirigé par :</i> -M ^r MERAKFER		<i>Promotion:</i> 2019



Ferrailage du balcon

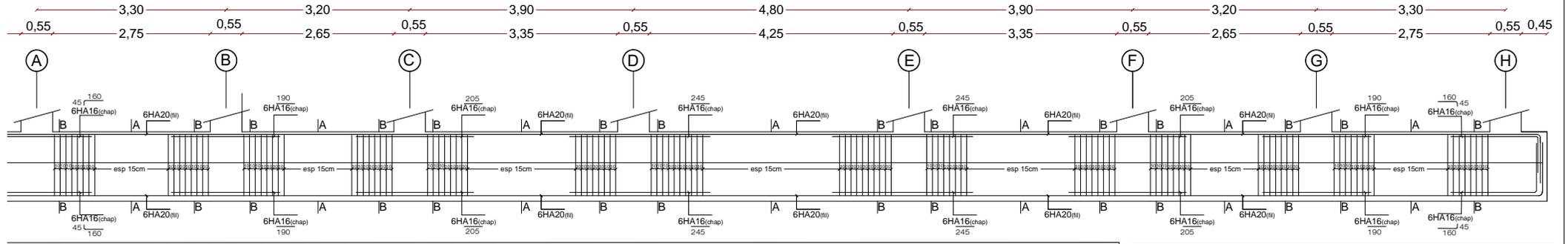




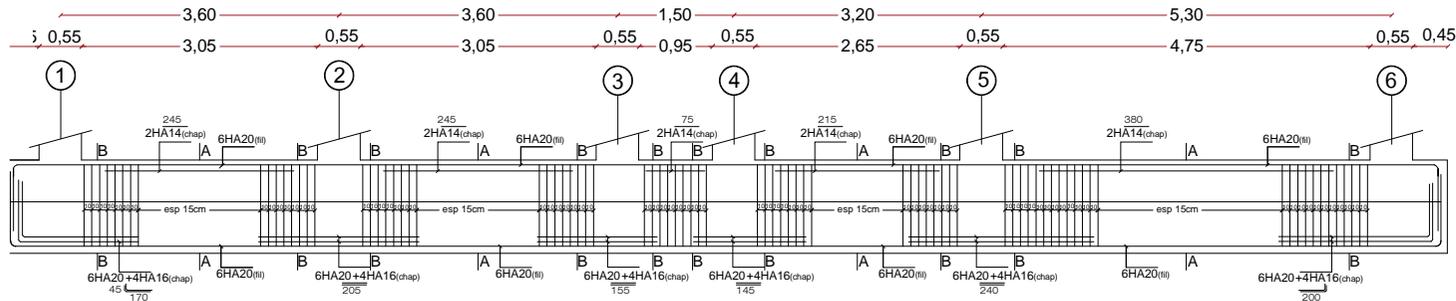
Ferrailage du plancher

-Sens X-X

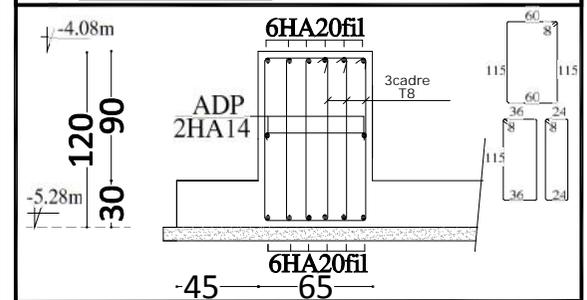
FERRAILLAGE DE LA NERVURE (65X120)cm²



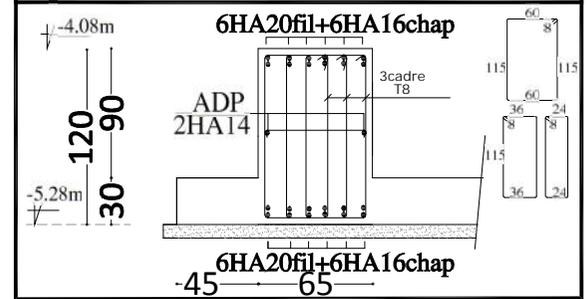
-Sens Y-Y



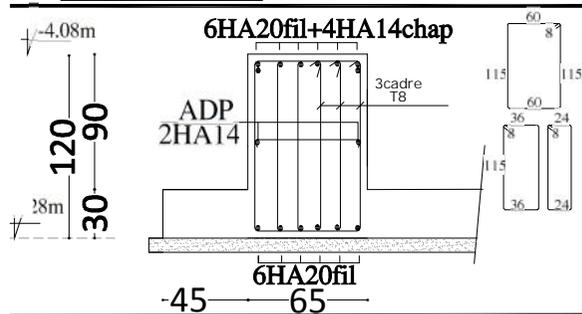
La Coupe A-A



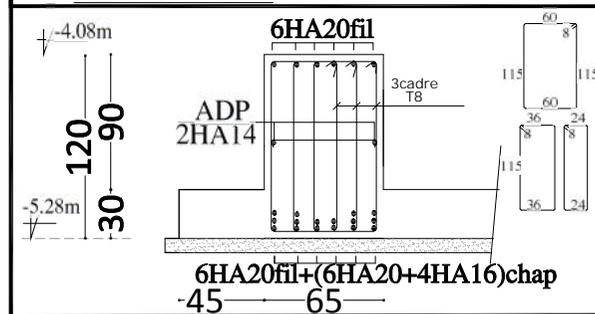
La Coupe B-B



La Coupe A-A



La Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} DJEMLI Chahrazed
-M^{elle} ADOUL Djediga

Titre :
**FERRAILLAGE
DE LA NERVURE**

Echelle°:1/50

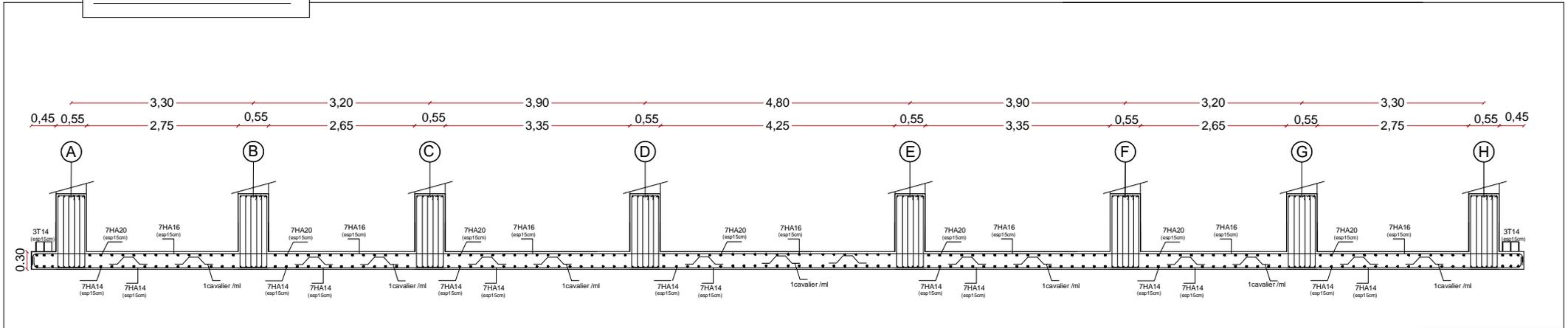
Plan N°:10

Dirigé par :
-M^r MERAKEB

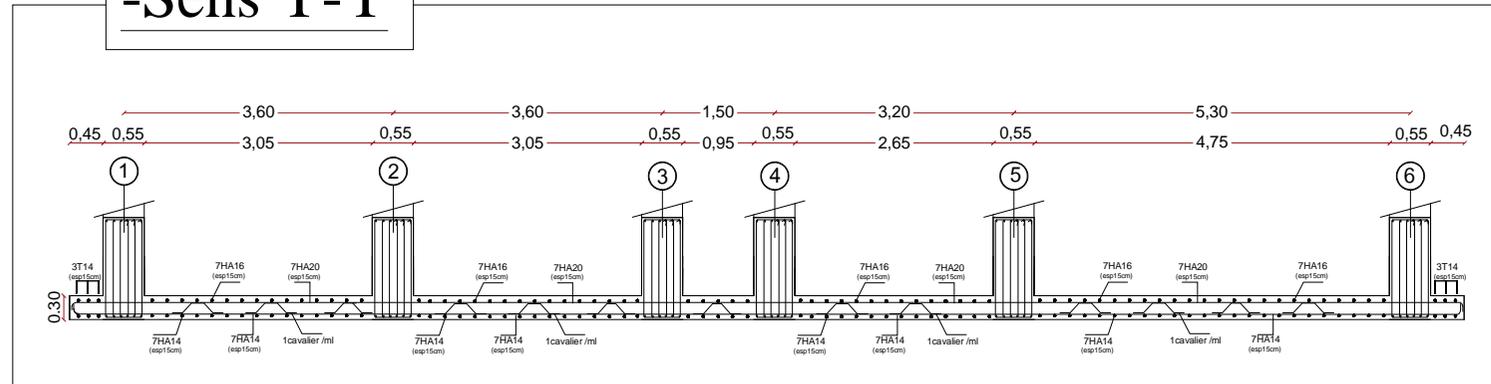
Promotion:
2019

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER : 30cm^2

-Sens X-X



-Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} DJEMLI Chahrazed
-M^{elle} ADOUL Djediga

Dirigé par :
-M^r MERAKEB

Titre :
Ferrailage de la dalle
du radier

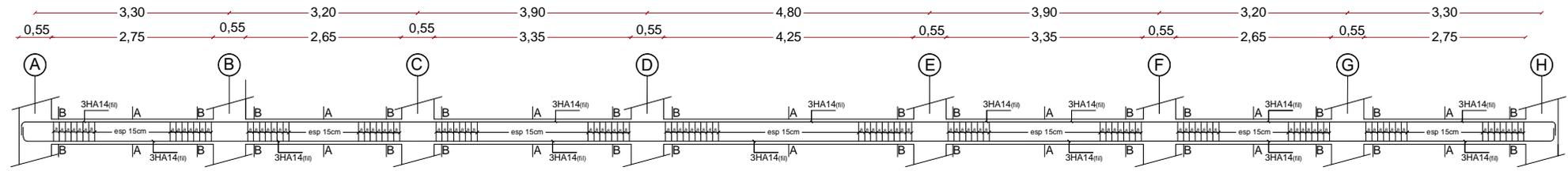
Echelle°: 1/50

Plan N°: 11

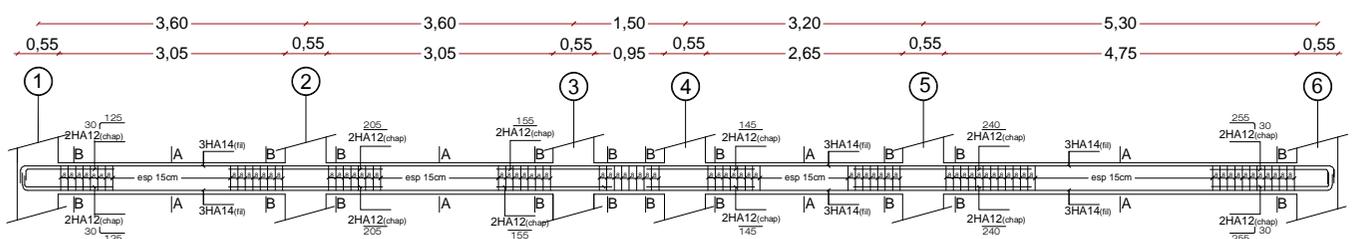
Promotion:
2019

Ferraillage des poutres

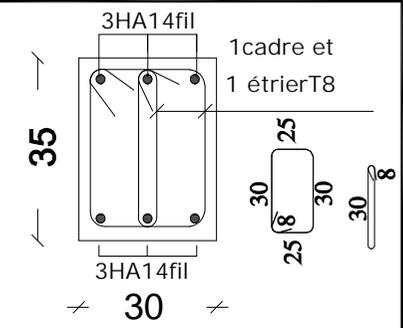
Ferraillage des poutres secondaires (30x35)cm²:axe 1 ; 2 ; 3; 4; 5 et 6



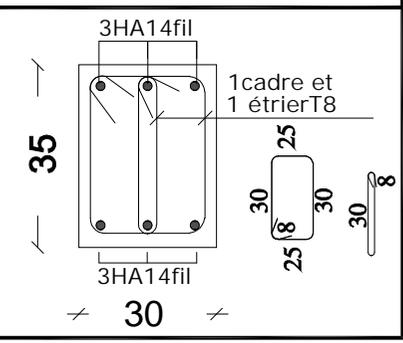
Ferraillage des poutres principales (30x40)cm²: axe A,B,C,D,E,F,G et H



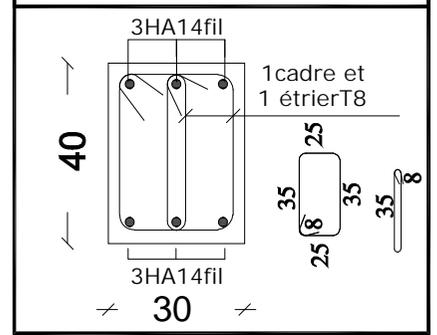
Coupe A-A/Travée



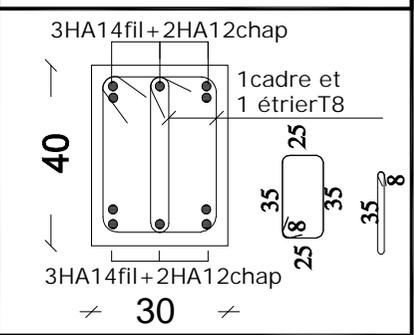
Coupe B-B/Appui



Coupe A-A/Travée



Coupe B-B/Appui



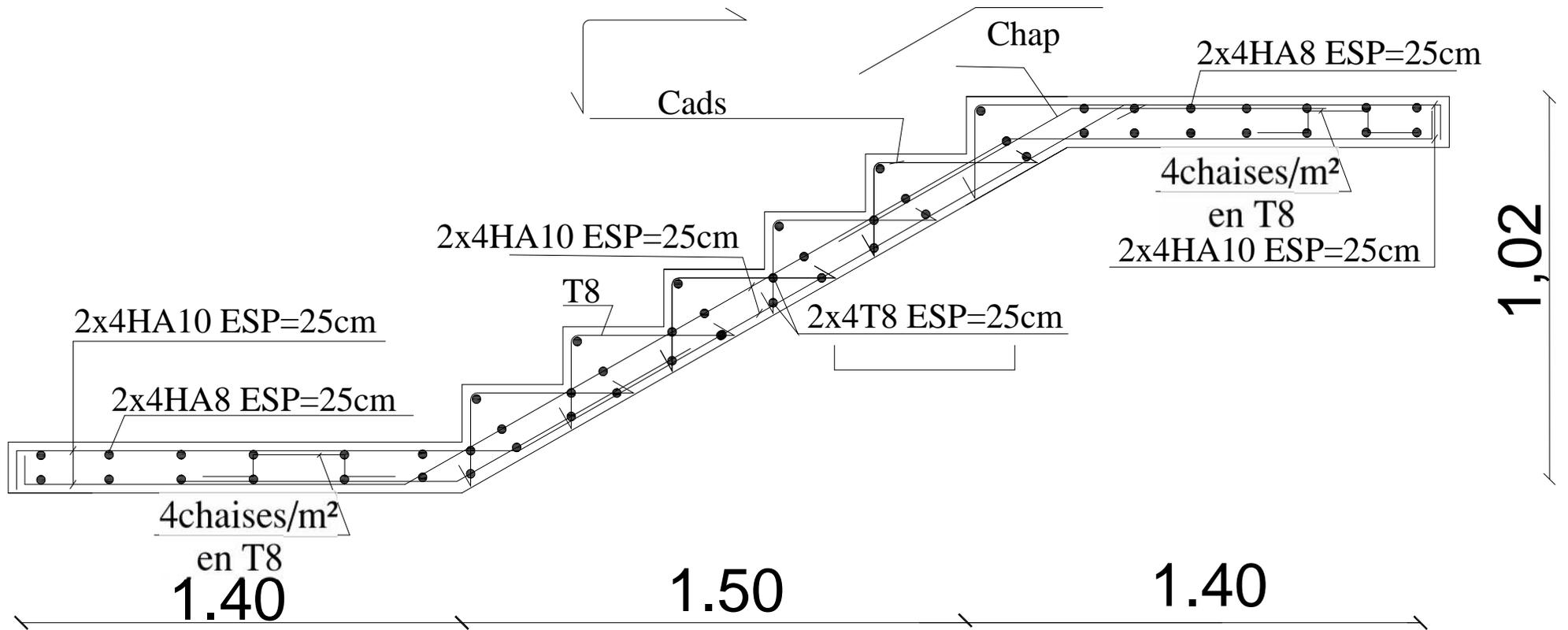
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} DJEMLI Chahrazed
-M^{elle} ADOUL Djediga
Dirigé par :
-M^r MERAKEB

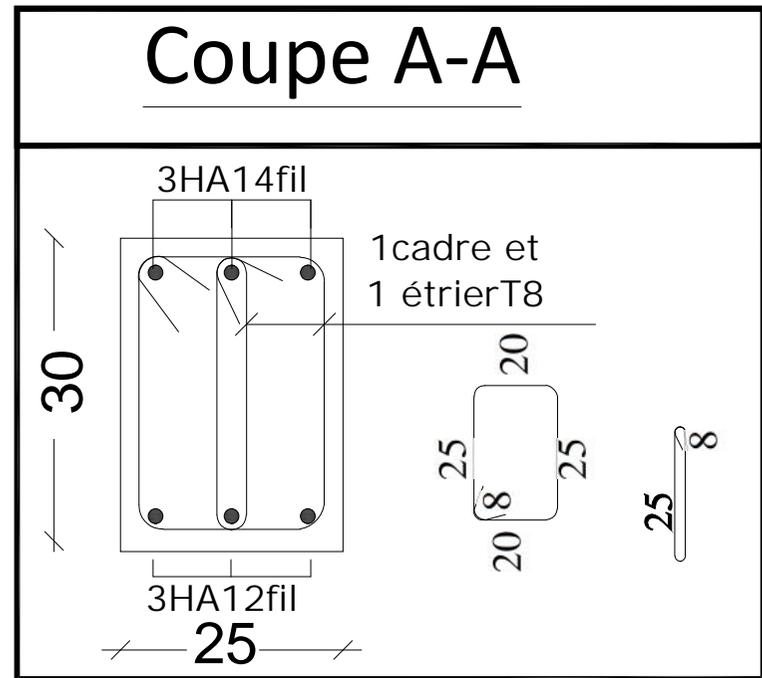
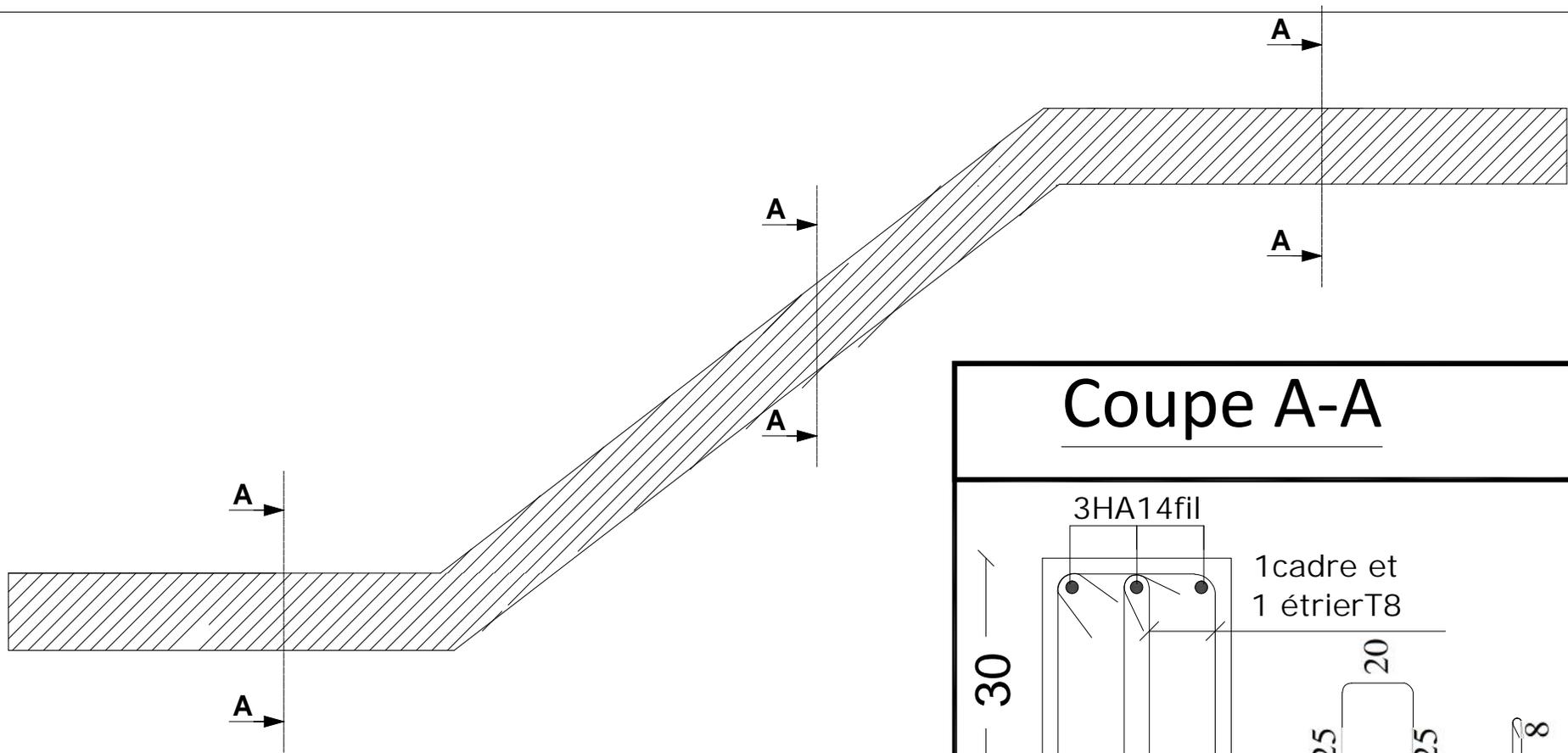
Titre :
FERRAILLAGE
DES POUTRES

Echelle°:1/50
Plan N°:12
Promotion:
2019

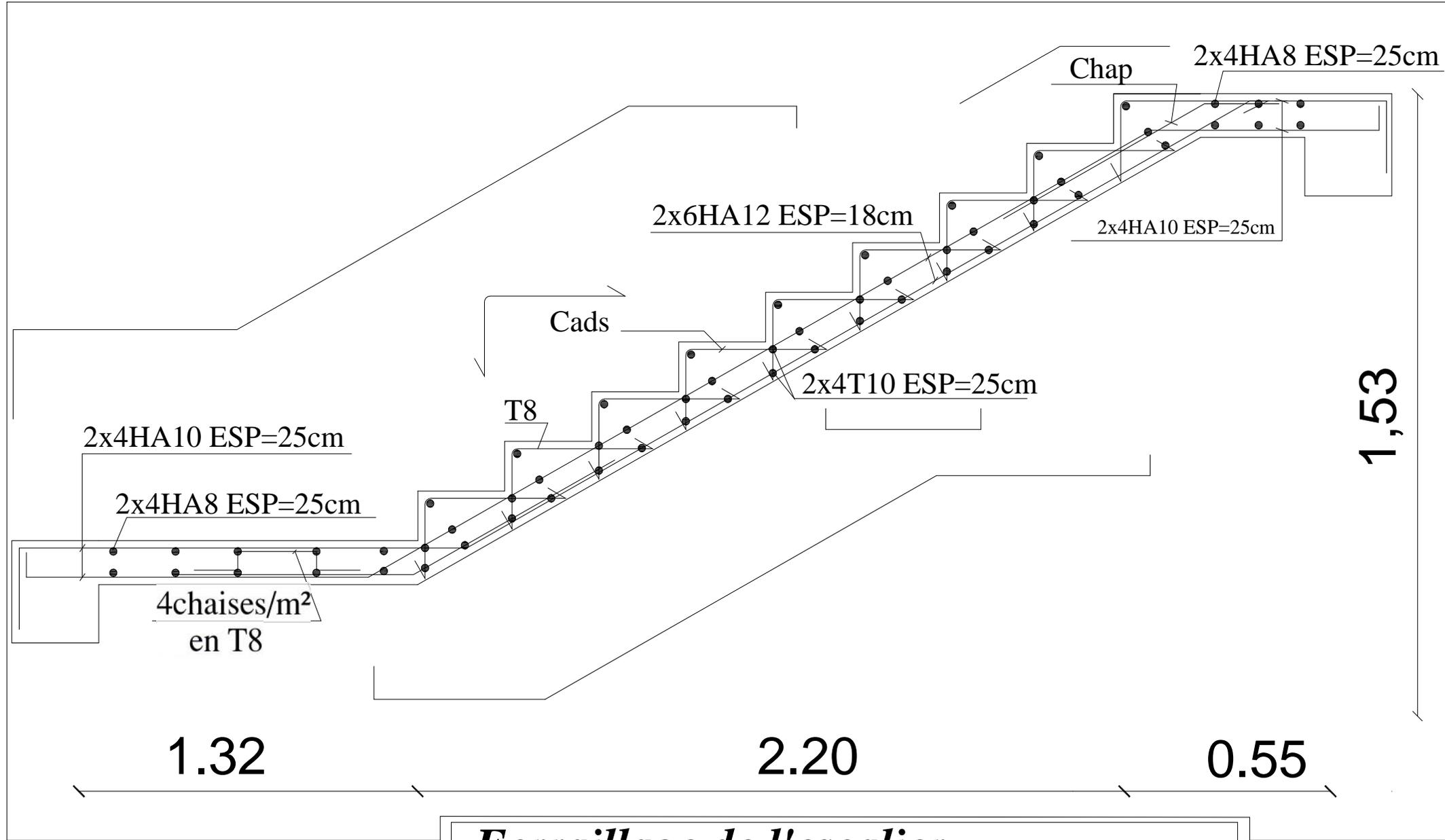


-Ferrailage de l'escalier

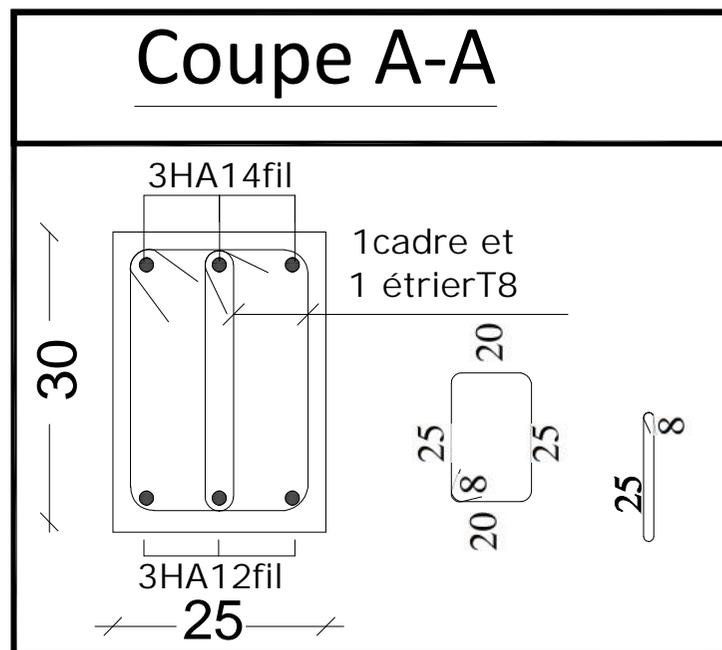
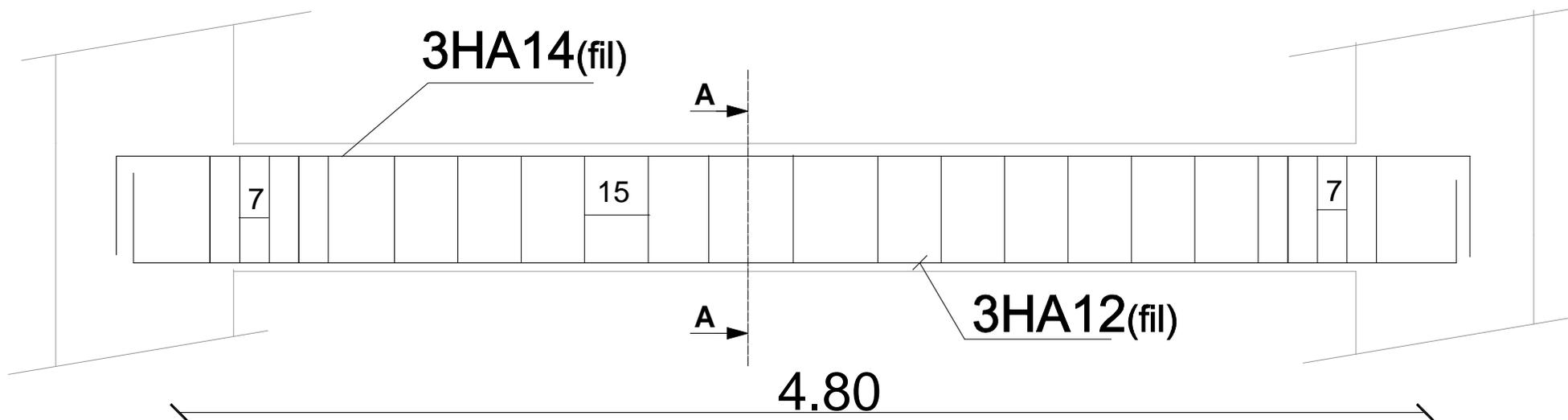
Paillasse 02



Ferraillage de la poutre brisée

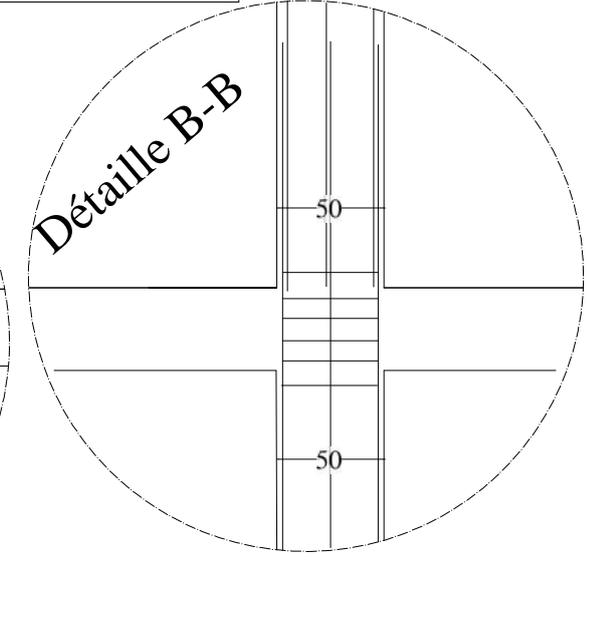
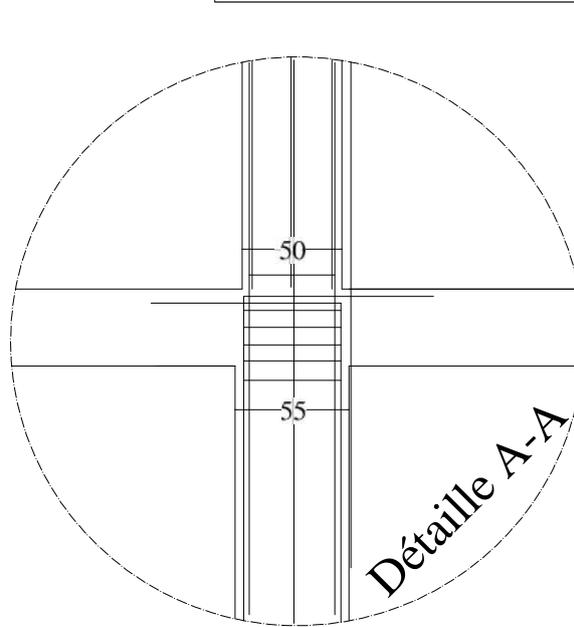
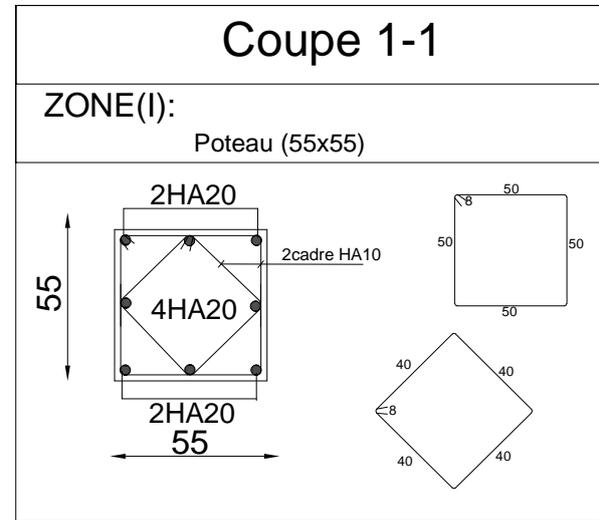
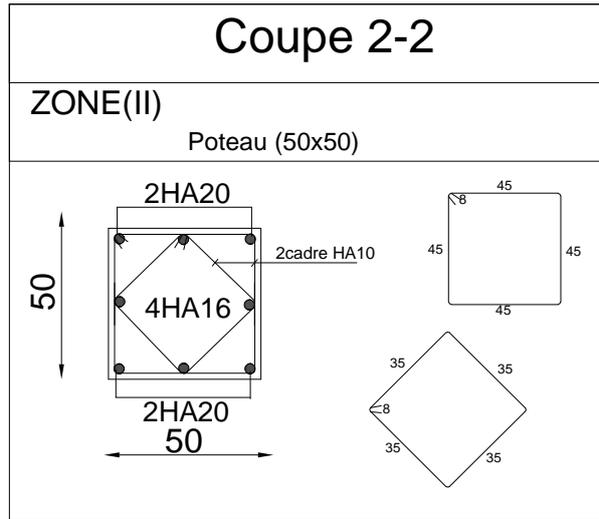
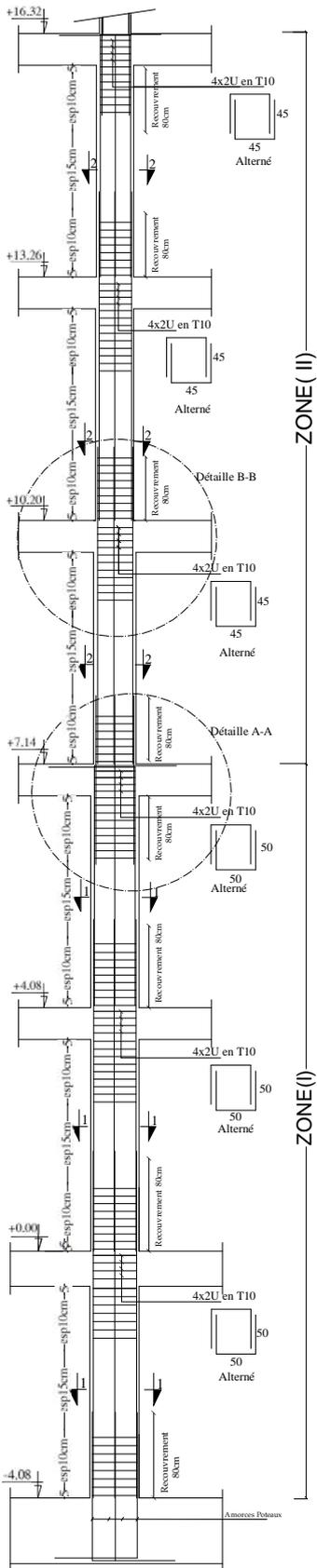


-Ferrailage de l'escalier
Paillasse 01 et 03



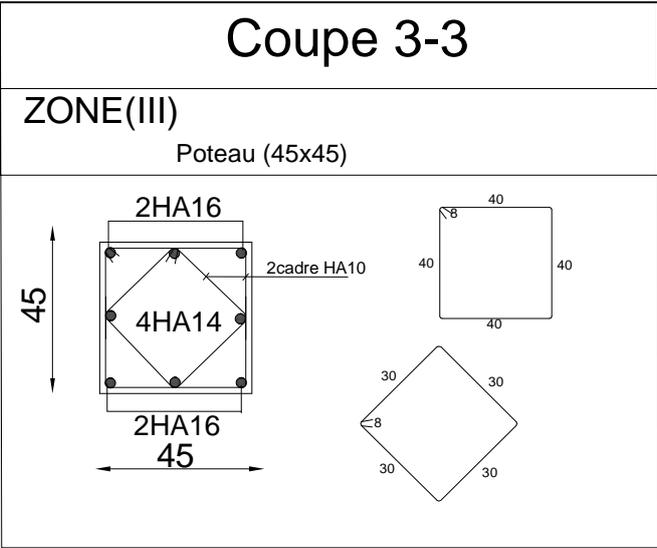
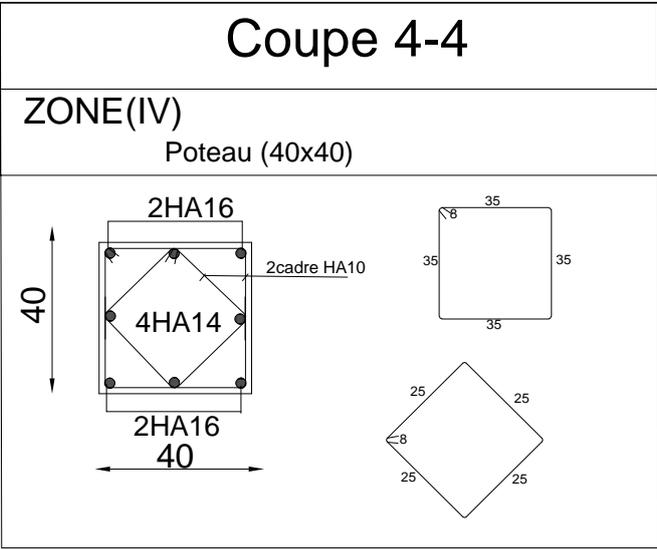
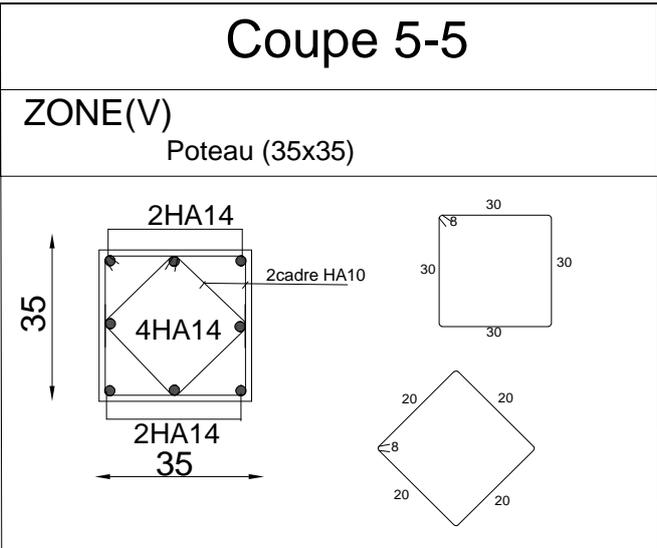
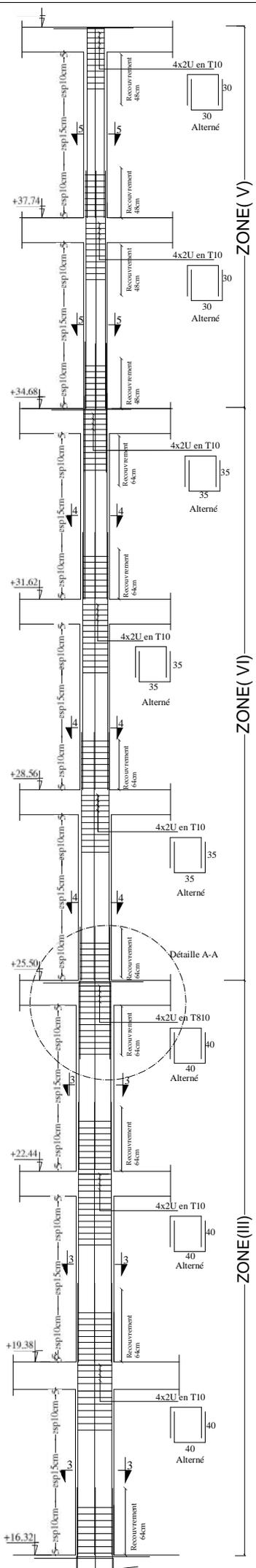
Ferrailage de la poutre palière

FERRAILLAGE DES POTEAUX
 Pour les : Zone (I), Zone (II)



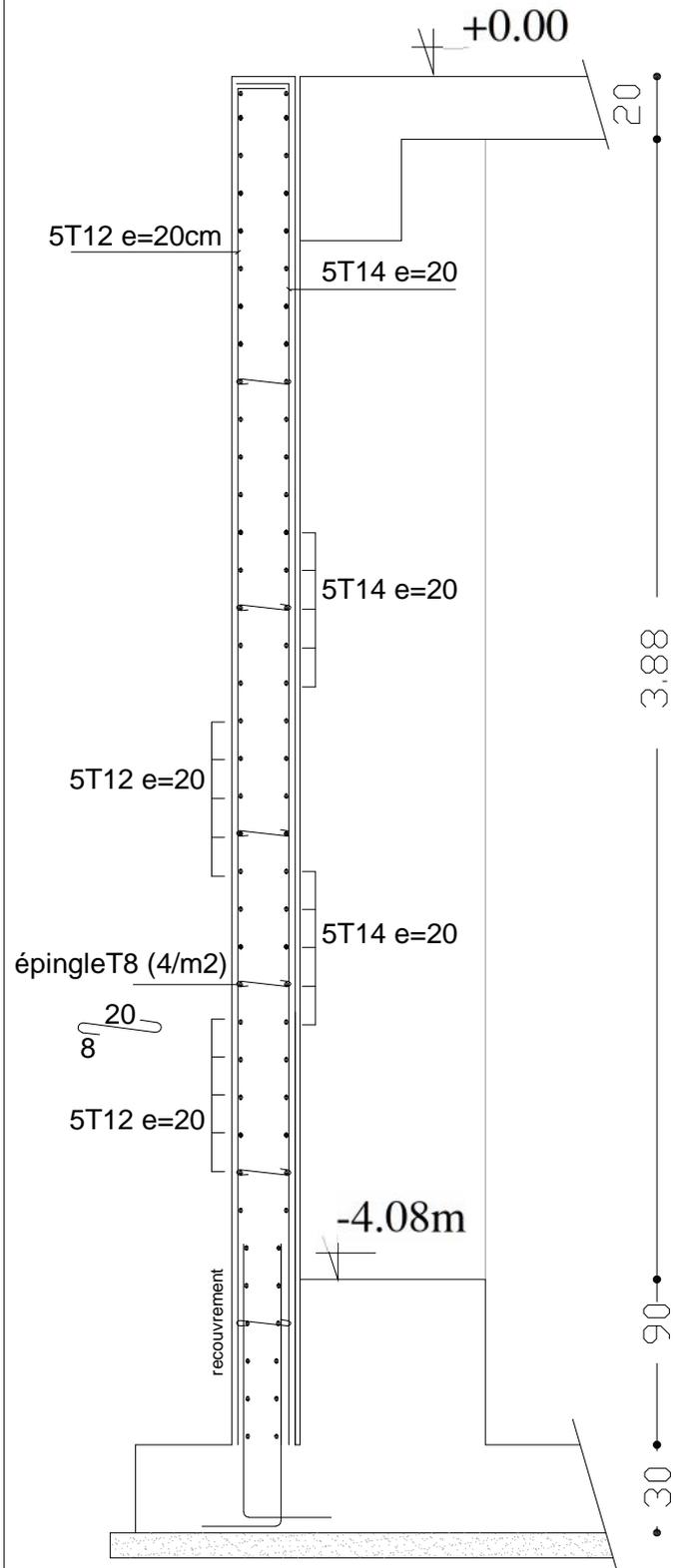
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} DJEMLI Chahrazed -M ^{elle} ADOUL Djediga	Titre : FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour les : Zone (I), Zone (II)	Echelle°: 1/50 Plan N°: 13
Dirigé par : -M ^r MERAKEB		Promotion: 2019

FERRAILLAGE DES POTEAUX
 Pour : Zone (III); Zone (IV) et Zone (V)

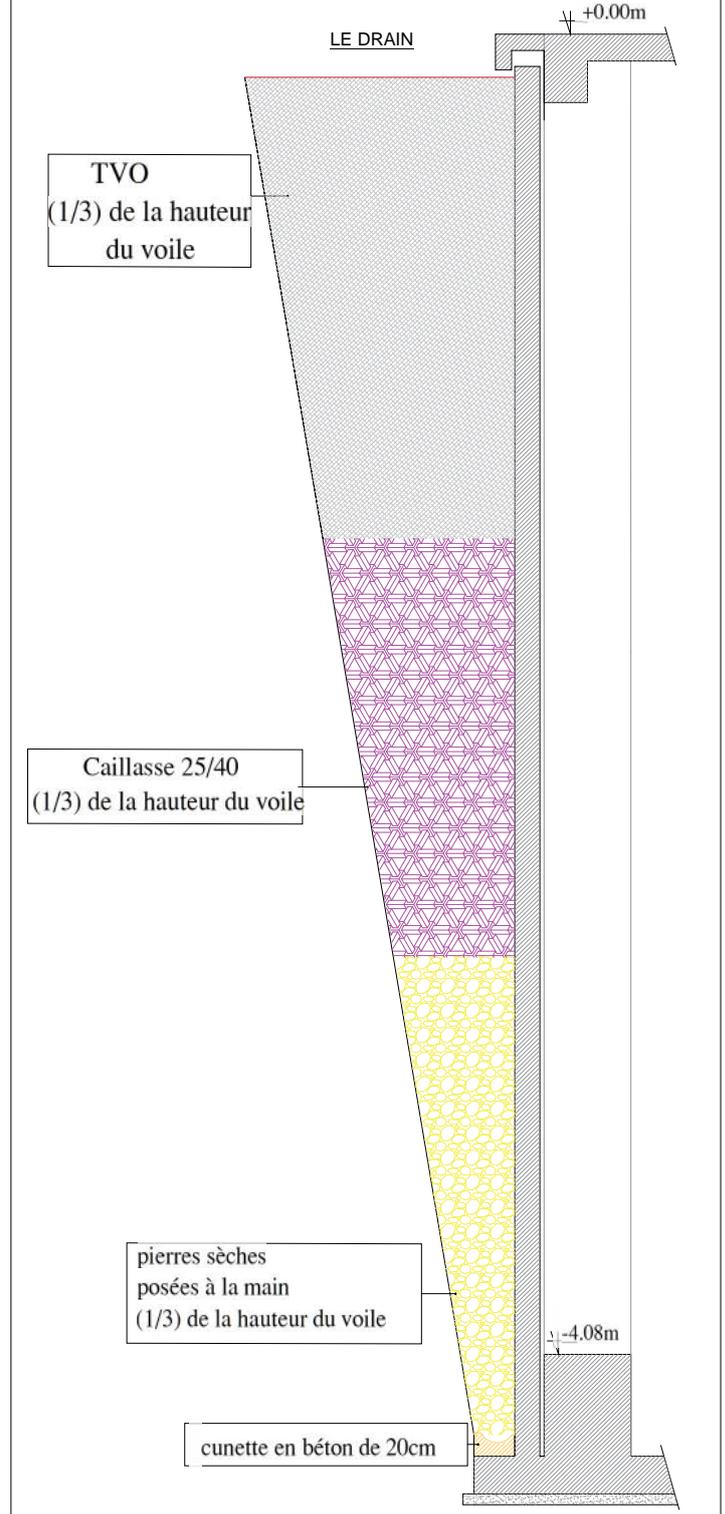


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} DJEMLI Chahrazed -M ^{elle} ADOUL Djediga	Titre : FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour : Zone (III); Zone (IV) et Zone (V)	Echelle: 1/50 Plan N°: 14
Dirigé par : -M ^r MERAKEB		Promotion: 2019

Détails de ferrailage le voile plaque



Détails de drainage derrière le voile plaque



FERRAILLAGE DE VOILE PLAQUE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} DJEMLI Chahrazed

-M^{elle} ADOUL Djediga

Dirigé par :

-M^r MERAKEB

Titre :

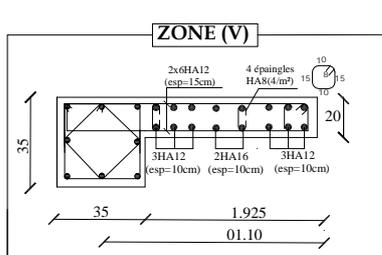
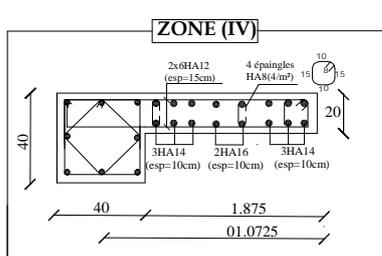
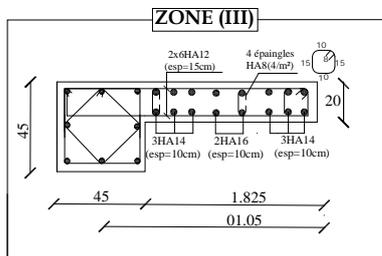
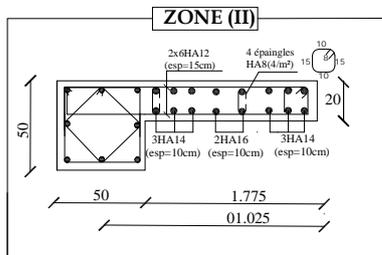
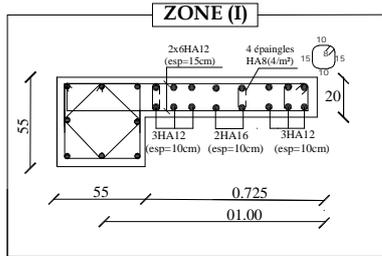
FERRAILLAGE DE VOILE
PLAQUE

Echelle°:1/50

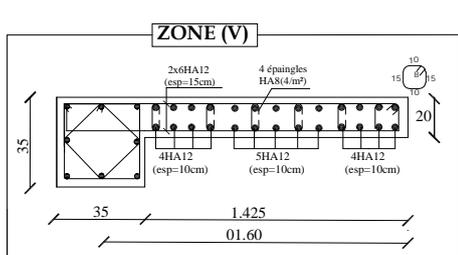
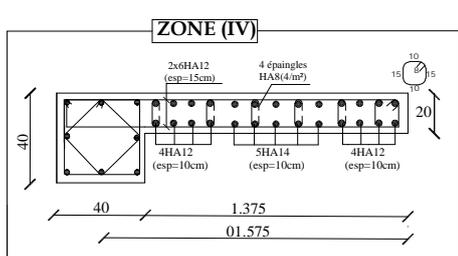
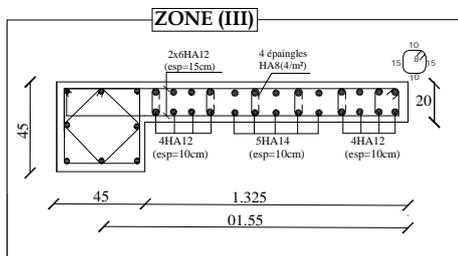
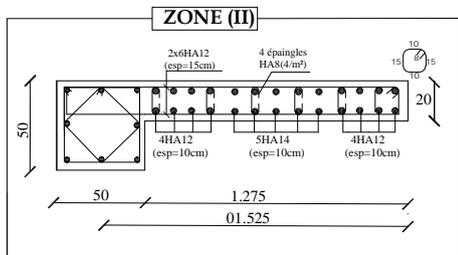
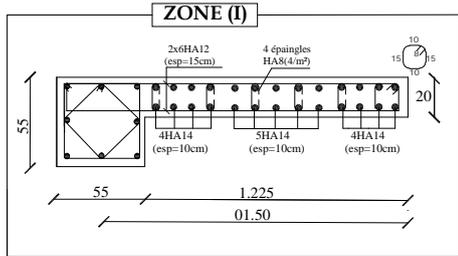
Plan N°:15

Promotion:
2019

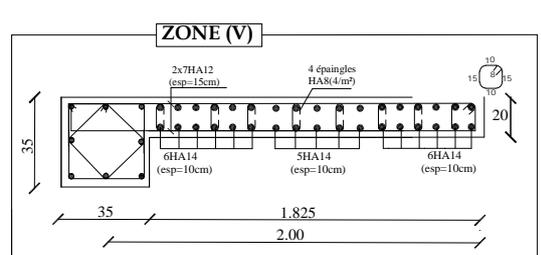
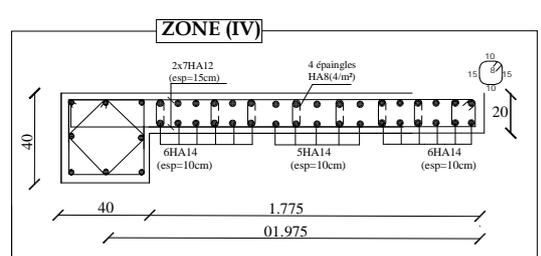
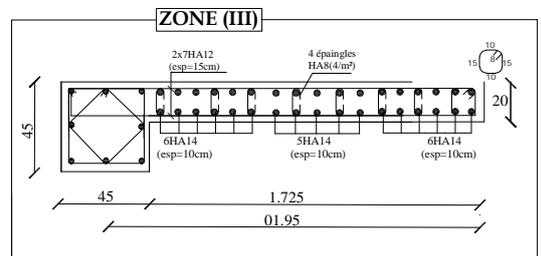
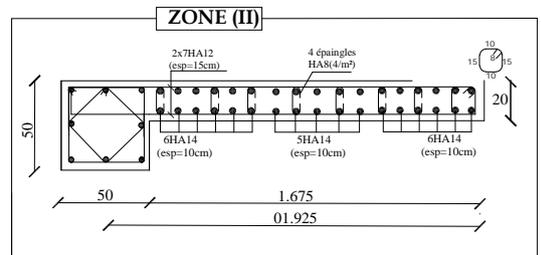
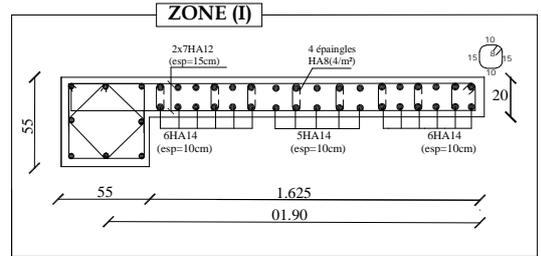
Voile Longitudinal:VL01
-L=1.00m



Voile Longitudinal:VL02
-L=1.50m



Voile Longitudinal:VL04
-L=1.90m

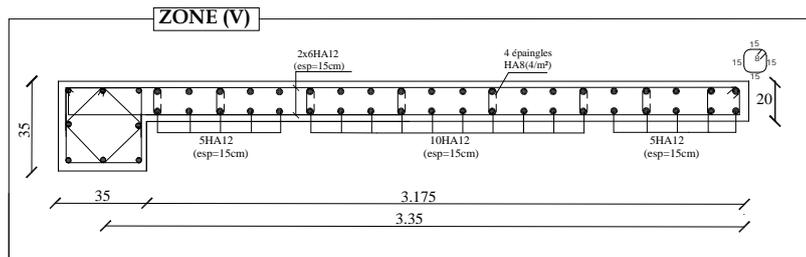
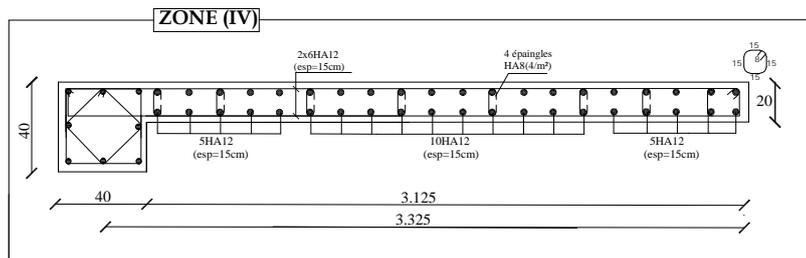
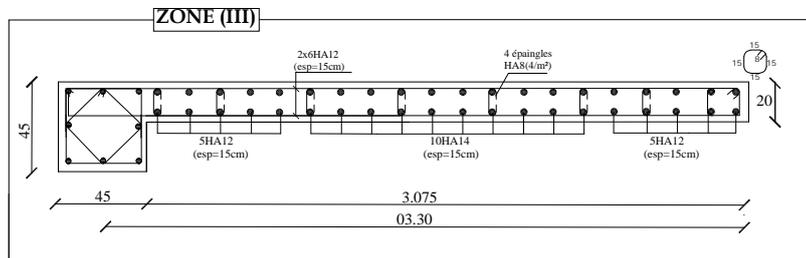
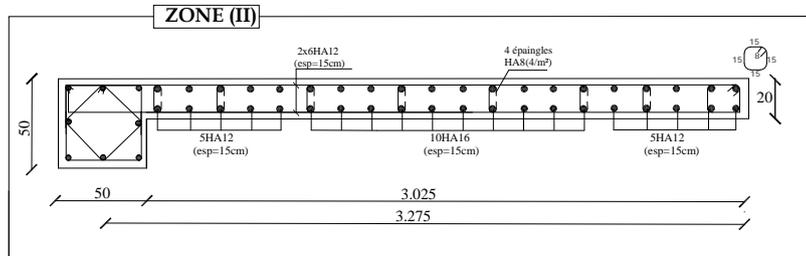
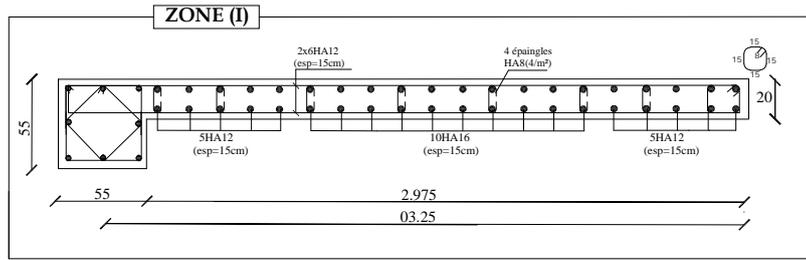


FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX: VL01, VL02 et VL04
Pour les: Zone (I), Zone (II), Zone (III), Zone (VI) et Zone (V)

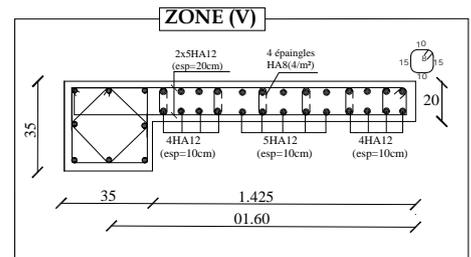
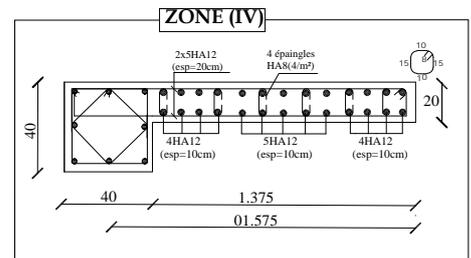
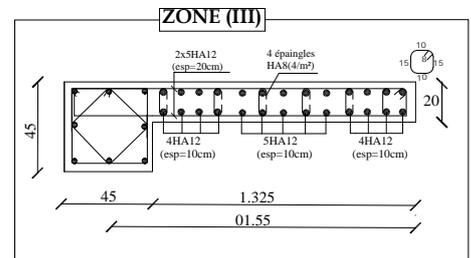
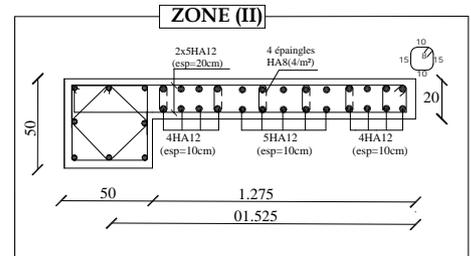
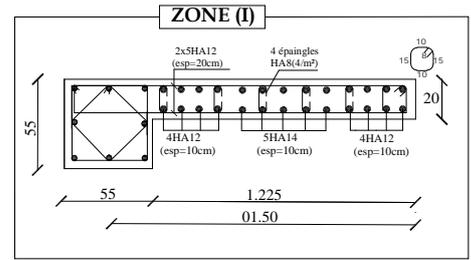
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

<p><i>Etudié par :</i> -M^{elle} DJEMLI Chahrazed -M^{elle} ADOUL Djediga</p> <p><i>Dirigé par :</i> -M^r MERAKEB</p>	<p><i>Titre :</i> FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX VL01, VL02 et VL04 Pour les: Zone (I), Zone (II), Zone (III), Zone (VI) et Zone (V)</p>	<p><i>Echelle:</i> 1/50 <i>Plan N°:</i> 16 <i>Promotion:</i> 2019</p>
---	--	---

Voile Transversal : VT01
-L=3.20m



Voile Transversal : VT02
-L=1.50m



**FERRAILLAGE DES VOILES
TRANSVERSAUX:**

VT01 et VT02

Pour les: Zone (I), Zone (II), Zone (III),
Zone (VI) et Zone (V)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} DJEMLI Chahrazed

-M^{elle} ADOUL Djediga

Dirigé par :

-M^r MERAKEB

Titre :

FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINAUX
VLO1, VLO2 et VLO4

Pour les: Zone (I), Zone (II), Zone (III),
Zone (VI) et Zone (V)

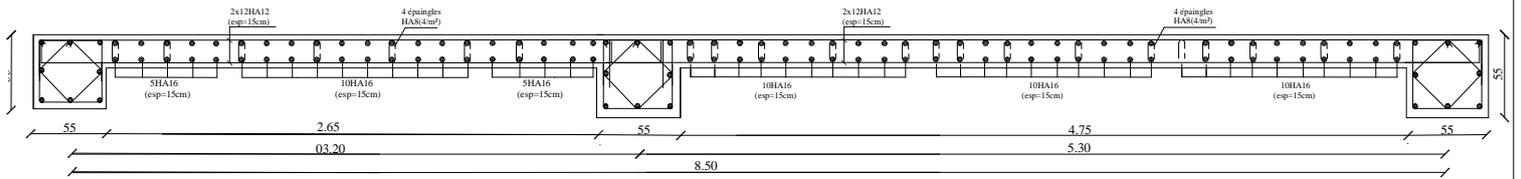
Echelle°:1/50

Plan N°:17

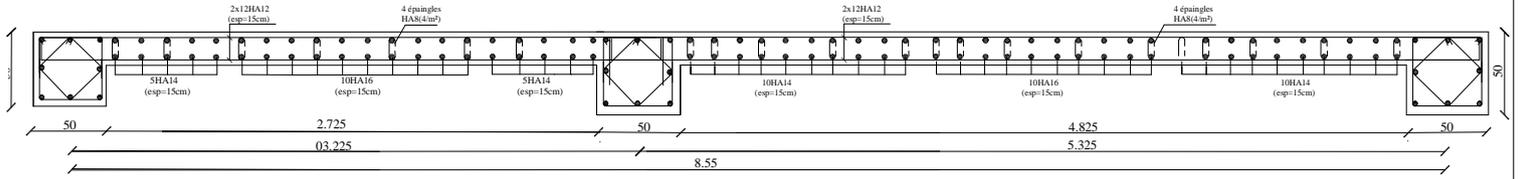
Promotion:
2019

Voile Transversal : VT03
-L=8.50m

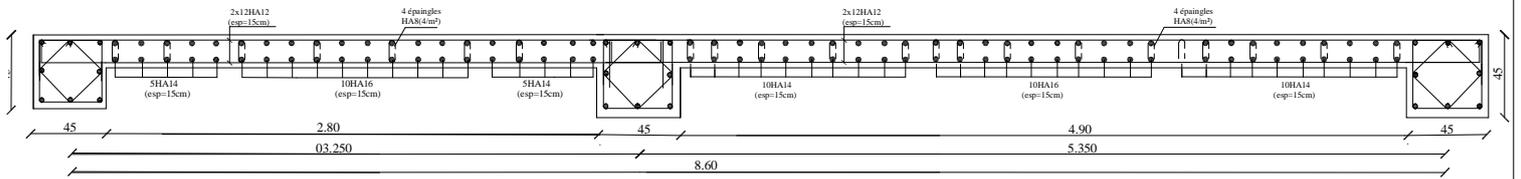
ZONE (I)



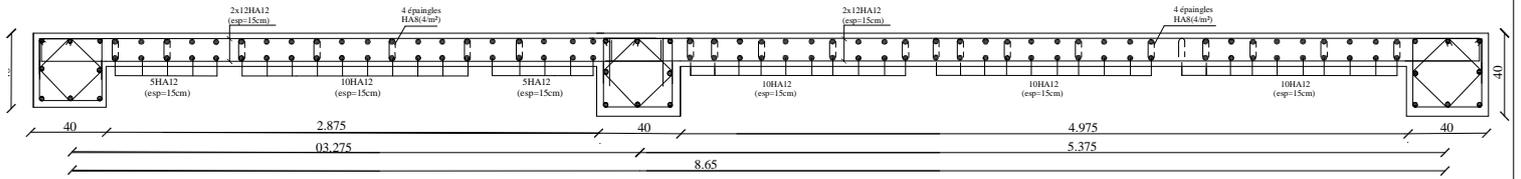
ZONE (II)



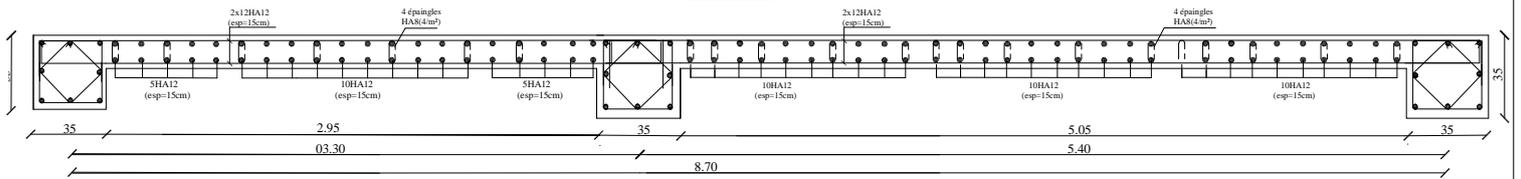
ZONE (III)



ZONE (IV)



ZONE (V)



**FERRAILLAGE DES VOILES
 TRANSVERSAUX: VT03**

**Pour les: Zone (I), Zone (II), Zone (III),
 Zone (VI) et Zone (V)**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
 -M^{elle} DJEMLI Chahrazed
 -M^{elle} ADOUL Djediga

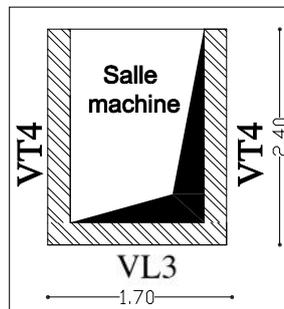
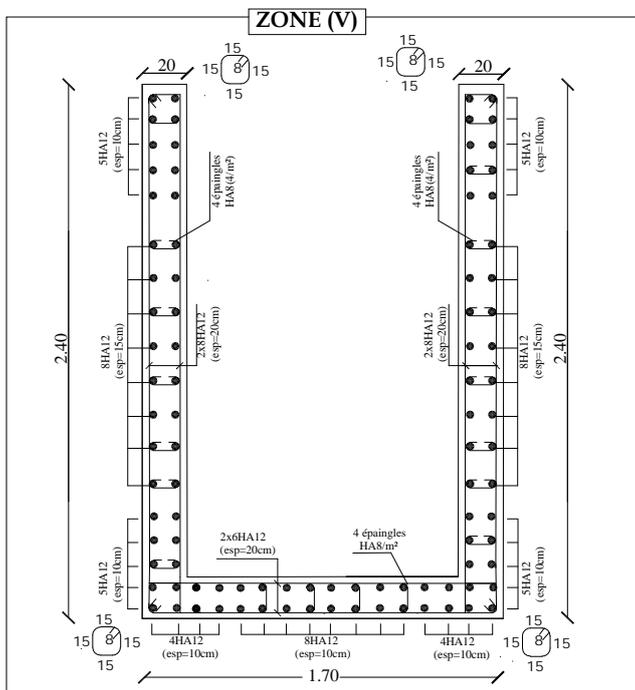
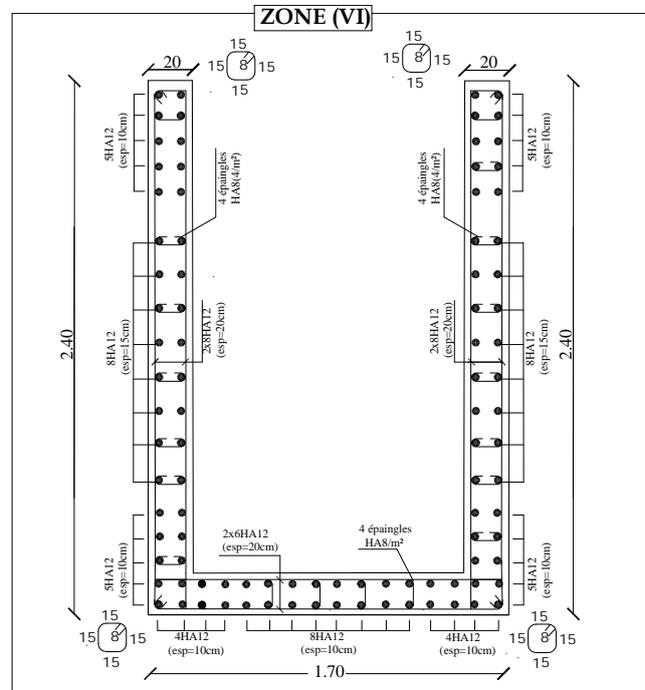
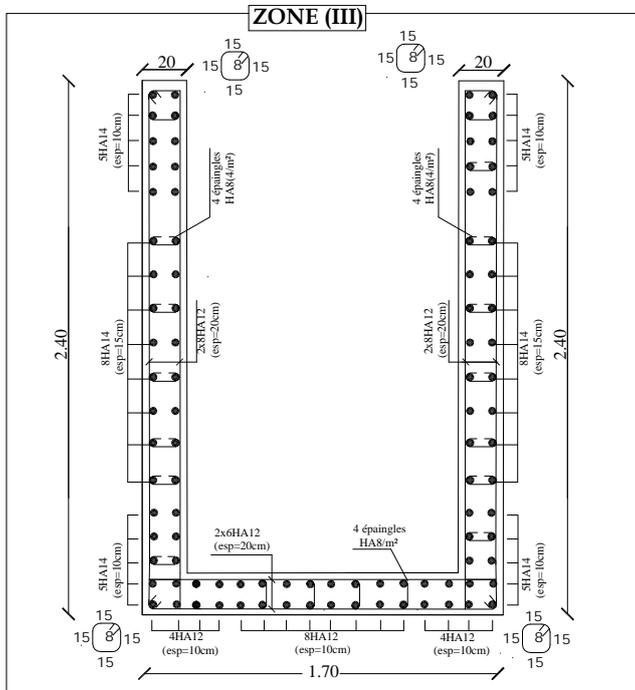
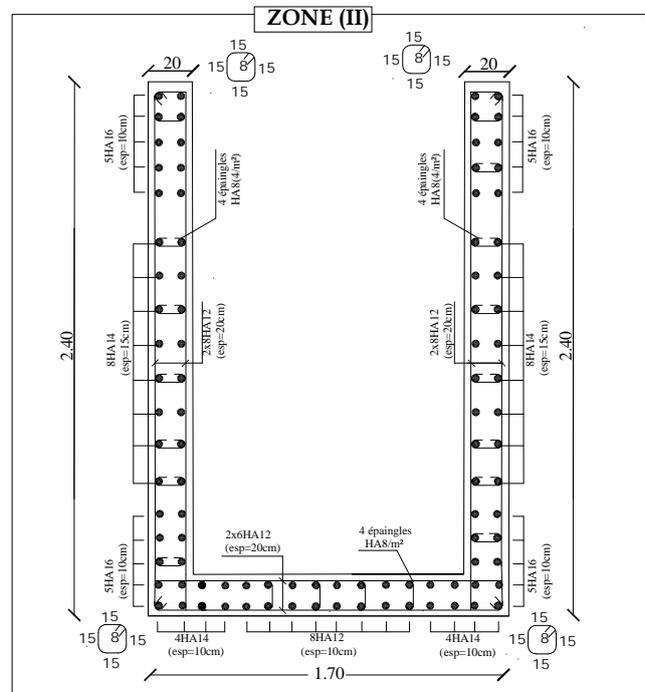
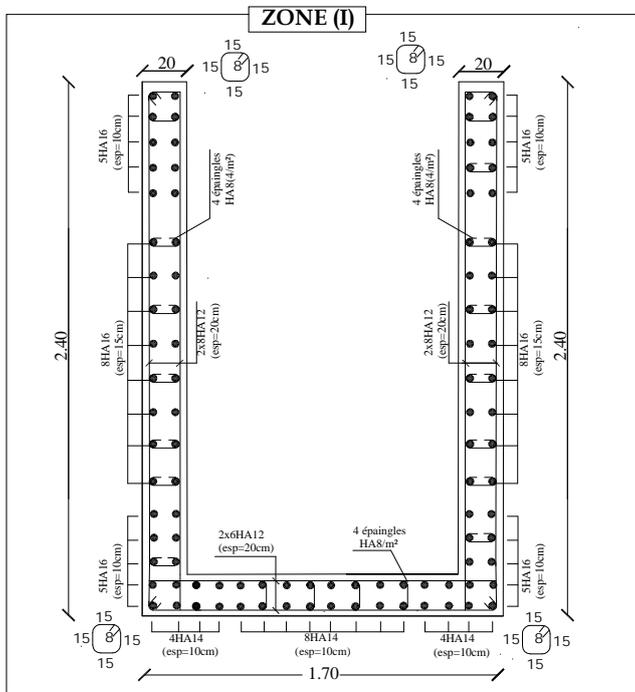
Dirigé par :
 -M^r MERAKEB

Titre :
**FERRAILLAGE DES VOILES
 TRANSVERSAUX:VT03**
 Pour les: Zone (I), Zone (II), Zone (III),
 Zone (VI) et Zone (V)

Echelle°:1/50

Plan N°:18

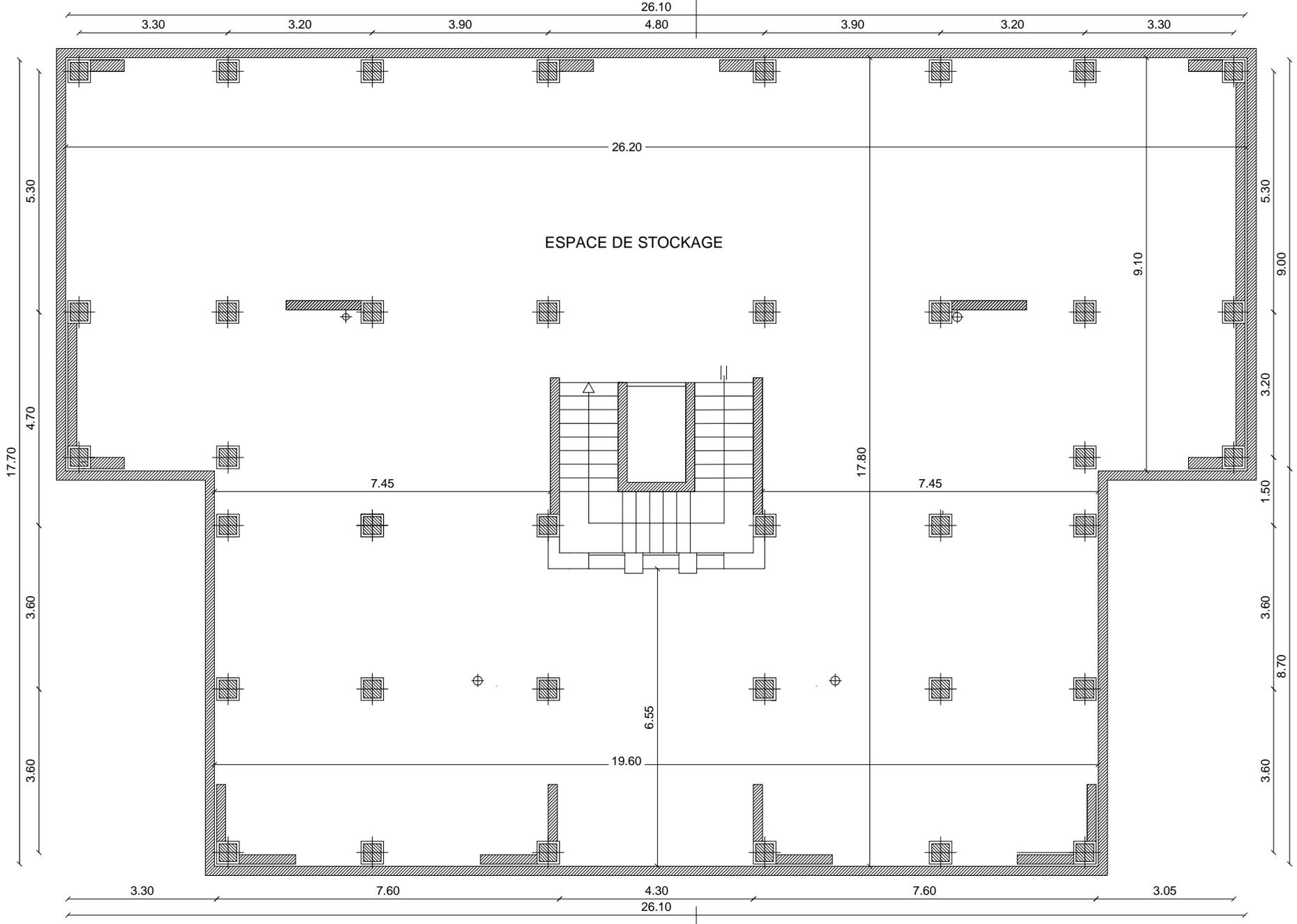
**Promotion:
 2019**



Plan de Ferrailage
des voiles (salle machine)
Zone (I), (II), (III), (IV) et (V)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<p><u>Etudié par :</u> -M^{elle} DJEMLI Chahrazed -M^{elle} ADOUL Djediga</p>	<p><u>Titre :</u> Plan de Ferrailage des voiles (salle machine) Zone (I), (II), (III), (IV) et (V)</p>	<p>Echelle°:1/50</p> <p>Plan N°:19</p> <p>Promotion: 2019</p>
<p><u>Dirigé par :</u> -M^r MERAKEB</p>		

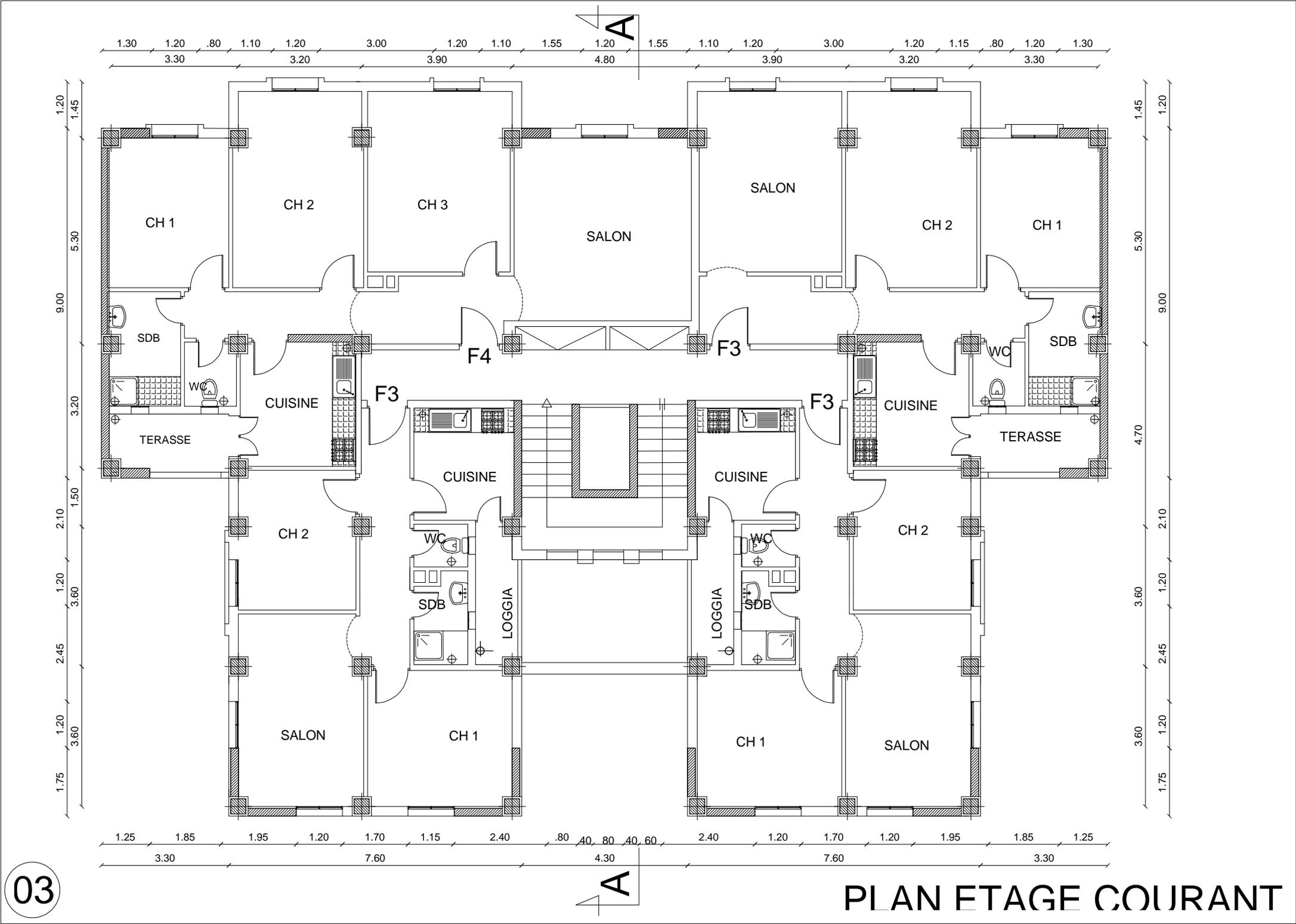
A



01

A

PLAN DU SOUS SOL



1.30 1.20 .80 1.10 1.20 3.00 1.20 1.10 1.55 1.20 1.10 1.55 1.10 1.20 3.00 1.20 1.15 .80 1.20 1.30
 3.30 3.20 3.90 4.80 3.90 3.20 3.30

A

1.25 1.85 1.95 1.20 1.70 1.15 2.40 .80 .40 .80 .40 .60 2.40 1.20 1.70 1.20 1.95 1.85 1.25
 3.30 7.60 4.30 7.60 3.30

A

03

PLAN ETAGE COURANT

