

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D ETUDES

En vue d'obtention du diplôme de master professionnel en génie civil.

Option : Construction civile et industrielle.

T H E M E

Étude d'un hôtel « R +8+SS »

avec un contreventement mixte



Dirigé par :

M^r: BENYAH

Etudié par : M^{lle} : Amenouche katia

M^{lle}: Belkaid Thelili

PROMOTION 2020/2021

Remerciements

*En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant qui nous
a donné la force d'achever cette étude.*

*En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au
terme de ce travail qui est le fruit d'un long cursus.*

*Nous tenons encore à remercier notre promoteur M^r BENYAHJ
pour la qualité de son encadrement, pour son suivi soutien qui
nous prodigué toute au long de la réalisation de ce mémoire.*

*Sans oublier tous les enseignants le long de notre chemin
d'étude, nos amis de nous avoir aidé*

*Nos sincères sentiments vont à tous ceux qui, de près
ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet.*

*Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront
L'honneur de juger notre travail.*

Thileli & Katia



A la mémoire de mon très cher père qui nous a laissé si tôt ;

Tu a toujours été a mes cotés pour me soutenir et m'encourager j'aurai tellement aimé que tu sois la en ce jour si important pour moi pour partager ma joie mais tu es toujours présent dans mon esprit dans mes pensées et dans mon cœur. Que ton âme repose en paix et que dieu t'accueille dans son vaste paradis.

A ma très chère mère ;

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne pourrais te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bien vaillance me guide et ta présence a mes cotés a toujours été la lumière de ma vie ma source de force pour affronter les différentes obstacles je te serai éternellement reconnaissante que dieu te garde pour nous

A mes adorables frères et sœurs ;

Dada, sa femme, & ses deux anges ; Lamia, son mari & ses enfants ; Naima & son fiancé Azedine ; Djaffar et sa fiancée ; Thiziri, son mari et ses petits. Marzak, Lyes et Zidine

qui n'ont pas cessée de me conseiller, m'encourager et prendre soin de moi

Merci pour votre amour votre soutien et pour tous ce que vous fête pour moi c'est grâce a vous tous que je suis la aujourd'hui

A la mémoire de ma grande mère et mes Oncles ;

J'aurais vraiment aimé que vous seriez la avec vos sourires, que dieu vous accueille dans son vaste paradis

A ma chère famille ;

A tout mes oncles; tantes ; cousins et cousines, en particulier ma chère tante Ghania & son mari da Remdane et ses adorables fils & filles ; ma tante Malika, son mari, ses magnifiques filles et fils. Je vous serais toujours reconnaissante pour votre soutien votre aide, surtout votre amour tendresse et votre présence.

A mon cher Redouane ;

A toi qui été toujours la pour moi ; source de mon bonheur et ma joie merci pour ton soutien et pour tout se que tu as fait pour moi

A ma chère binôme et sa famille ;

Tu ma chaleureusement supporté et encourager tout au long de la réalisation de se travail

Tu es l'exemple d'une bonne partenaire et d'une supère amie, que ta vie soit remplie de joie

A mes adorables amis

Kahina, Lynda, Lyla, Myassa, Fariza, Fahima, Lilia, Safia, Fifa, Dalila, Katia.L, Dalila, Katia. M, Tonton Hakim, Djamel, Fares, Gaya, Djimy, Lyes, Samir, Mouloud, Ouzna, Yacine, Salim, Karim. Avec qui j'ai partagé les meilleurs moments que notre amitié soit toujours forte

KATIA



Dédicaces

A mes très chers parents ;

Vous avez toujours été pour moi un exemple de la personne méticuleuse et généreuse. Grâce à vous, j'ai appris le sens de la responsabilité et de la patience. Je ne pourrai guère vous remercier pour tout l'amour et le soutien que vous m'apportez au quotidien. Les mots sont insuffisants pour exprimer ma profonde estime ; votre encouragement, fut pour moi, une lumière, une lueur d'espoir durant tout mon parcours.

Je vous aime et j'implore le tout-puissant pour qu'il vous accorde une vie longue et heureuse.

A mes sœurs Radia, Chanez, Thiziri, Thasedda, Kenza, Céline, Farida et Manel ;

Nul mot ne saurait exprimer l'estime que j'ai pour vous. La voix du sang parle bien haut, elle nous rappelle les joies de notre toit familial. C'est à vous que je dois ma force, vous serez mes meilleures amies pour la vie. Puisse notre amour fraternel se fortifier et resserrer nos liens familiaux. Je vous aime.

A la mémoire de ma grand-mère Fatima ;

Mon grenier de souvenirs, mon ange gardien ; j'aurai tellement aimé ta présence en ce jour si important pour moi. Puisse Dieu, t'accueillir dans son vaste paradis et dans son infinie miséricorde.

A ma chère grand-mère Fadhma et ma tante Fatiha ;

Vous êtes pour moi le symbole de la douceur, la tendresse, la gentillesse et l'amour. Vous êtes des secondes mères pour moi. Je vous adore et je vous en serai éternellement reconnaissante.

A mon oncle Mostapha ;

A mes beaux frères Hamid, Abderrahmane, Sofiane et Mohsaïd ;

A ma nièce Céline et mes neveux Ayoub, Aylane et Khalil ;

Vos sourires, votre innocence, vos yeux si brillants sont incomparables. Vous êtes la prunelle de mes yeux, la gaieté de notre famille. Je vous adore

A mon cher ami Mohamed ;

En témoignage de l'amitié qui nous unit, je te dédie ce travail et je te souhaite beaucoup de réussite et de bonheur. Que Dieu te bénisse et te soit favorable toute l'éternité.

A ma chère Katia ;

Qui m'a supporté durant cette année, avec laquelle j'ai trouvé l'entente dont j'avais besoin.

A mes chers amis

Nabila, Mélissa, Camy, Lycia, yasmine, Kahina, Lidia, Katia, Karim, Amirouche, Mourad, Redouane, Djimy, Saïd, Nesro, Zimo, Mouloud, Yacine et Salim

Recevez en ce modeste travail tout mon amour

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage ...4-20

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments21-42

Chapitre III : calcul des éléments non structuraux

III.1.Acrotère44-52

III.2.Plancher53-120

III.3.Escalier121-138

III.4.Poutre palier139-152

III.5.Balcon153-160

III.6.Poutre de chainage161-172

III.7.Etude de la dalle salle machine 173-197

III.8.Rampe d'accès198-213

Chapitre IV : Vérification.....215-242

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1.Ferrailage de poteaux.....245-260

V.2.Ferrailage des poutres.....261-274

V.3.Ferrailage des voiles275-286

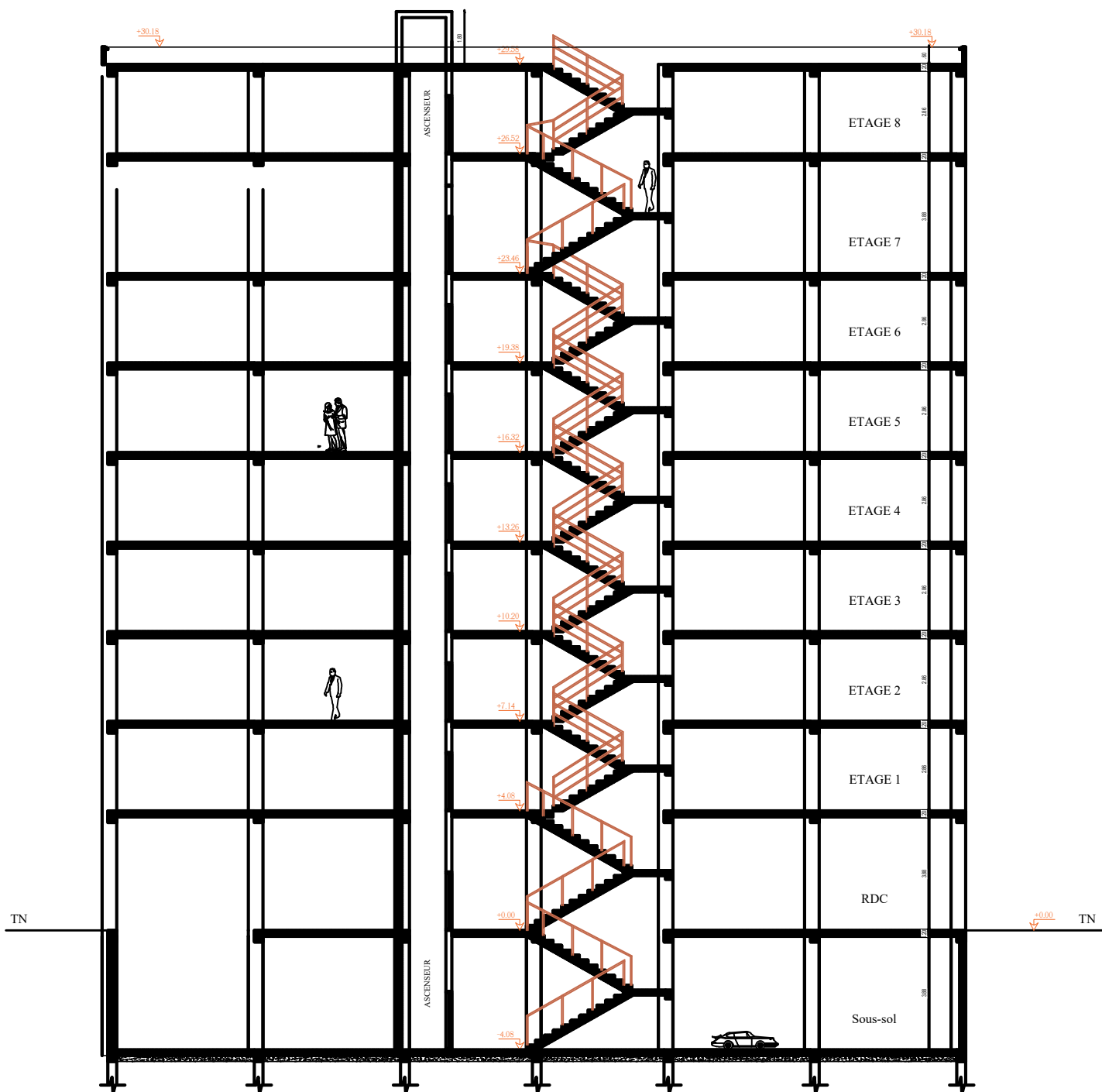
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure288-321

Conclusion générale



FACADE PRINCIPALE

Echelle: 1/200



COUPE AA

Echelle: 1/200



INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Depuis des décennies, les catastrophes naturelles surviennent cycliquement, néanmoins leur gestion s'est toujours inscrite dans la fatalité et le caractère catastrophique, malgré qu'en plus de pouvoir prévenir ces cas, on peut travailler en amont à l'effet de limiter au maximum les dégâts en cernant le mieux possible tous les facteurs influençant et rentrant dans l'équation structure-site-sollicitations et méthodes d'analyse qu'est la macro objective de Génie Civil.

La situation géographique de l'Algérie fait que plusieurs régions de notre pays peuvent être qualifiées de zones sismiquement actives. Les dernières sollicitations telluriques, qu'a connues la région de BOUMERDES en ont apporté l'ultime preuve. Elles ont, également, déclenché le débat sur la prise en compte du risque sismique dans le dimensionnement des structures en général. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

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

Notre projet d'étude consiste à étudier un bâtiment R+8+S-SOL à usage d'hôtellerie et à ossature mixte contreventé par un contreventement mixte.

Pour se faire on a établi un plan de travail contenant 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, on effectue un calcul statique qui nous permis de définir les ferraillages des différents éléments secondaires (plancher, escalier...etc.)

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillages des éléments principaux, pour y arriver, nous effectueront d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle à l'aide d'un logiciel de calcul (**ETABS**), qui nous permettra de connaître Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.ainsi que Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations

**CHAPITRE I : PRÉSENTATION
ET CARACTÉRISTIQUES DE
L'OUVRAGE**

Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage faisant objet de cette présente étude, en l'occurrence, la zone d'implantation, ses différentes caractéristiques géométriques, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol d'assise.

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un hôtel R+08+ sous sol, comportant une terrasse accessible. Ce dernier est de grande importance (groupe d'usage 1B), implanté dans la Wilaya d'Alger, classé selon le RPA 99 version 2003[01] comme étant une zone de forte sismicité (zone III).

I.1.1.Catégories d'exploitation des niveaux

Cet ouvrage est composé de 10 niveaux attribués à des utilisations multiples. Dans ce cas, nous nous référons au DTR B.C. 2.2 [02] pour fixer le type d'utilisation de chaque étage. L'objectif de cette étape est de pouvoir définir l'importance de l'ouvrage ainsi que la valeur de la surcharge d'exploitation pour chaque niveau.

L'attribution des exploitations des différents niveaux de l'ouvrage est comme suite :

Tableau I.1 : Attribution des types d'utilisation aux différents niveaux

Niveaux	Exploitation de la surface	Types d'utilisation	Les surcharges d'exploitation (KN/m ²)	Articles du DTR B.C 2.2
Sous-sol	Parking	Parcs de stationnement de voitures légères	2,5	IV.7.1, 15
RDC	Aires de stockage, cafétérias, accueil et vestiaires	Usage commercial, places assises ≤ 100	2,5	IV.7.1, 3
Étage 1	Restaurants, salon de thé, stockage, vestiaires et boutiques	Usage commercial, places assises ≤ 100	2,5	IV.7.1, 3
Étage 2	Bureaux, médiatique, bibliographique, salle de conférence et salle d'archive	Usage de bureaux	3,5	IV.7.2.2
Étage 3	Chambres et suites	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Étage 4	Chambres et suites	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Étage 5	Chambres et suites	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Étage 6	Chambres et suites	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Étage 7	Locaux administratifs, bureaux, direction et salle de réunion	Usage de bureaux	2,5	IV.7.2.2
Étage 8	Salle de prairie, salle de soins, sauna et piscine non-couverte	Locaux médicotéchniques	3,5	IV.7.2.4
Terrasse	Terrasse accessible, jardinières, aire de célébration événementiel	- Terrasse accessible aux usagers - Dalles – jardins privatifs	1,5	IV.7.5 IV.7.6

I.2. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ouvrage a pour dimensions :

- Longueur totale..... $L = 26,45 \text{ m.}$
- Largeur totale..... $l = 22,85 \text{ m.}$
- Hauteur du rez-de-chaussée $h_{\text{RDC}} = 4,08 \text{ m.}$
- Hauteur de sous sol..... $h_{\text{SS}} = 4,08 \text{ m.}$
- Hauteur d'étage courant..... $h_{\text{EC}} = 3,06 \text{ m.}$
- Hauteur de l'étage 8 (médecoteknique) $h_{\text{E8}} = 4,08 \text{ m.}$
- Hauteur totale (acrotère non-inclus)..... $h = 33,66 \text{ m.}$
- Hauteur de l'acrotère..... $h = 0,70 \text{ m.}$

I.3. Les propriétés mécaniques du sol d'assise

Le dossier géotechnique nous a fourni les données suivantes :

- La contrainte admissible du sol : $1,76 \text{ bar.}$
- Catégorie du site : Site meuble S3.
- Profondeur recommandée des terrassements : À partir de 4,00 m de profondeur.
- Type recommandé de fondations : Fondations superficielles.
- Sol recevant les fondations : Argile brunâtre, au-delà de 3 m de profondeur.

I.4. Les éléments de l'ouvrage

Ce bâtiment comporte plusieurs éléments secondaires et des éléments permettant la circulation et le déplacement entre les différents niveaux, comme suit :

- Une cage d'escalier pour la circulation normale ;
- Une cage d'escalier de secours ;
- Deux cages d'ascenseurs ;
- Deux monte-charges.

I.4.1. La superstructure

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

✓ **L'ossature**

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte, composée de :

- Poteaux et poutres, formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séismes, vent, poussée des terres) en plus des charges verticales (gravitaires, d'exploitations).

✓ **Les planchers**

Les planchers sont des aires planes limitant les différents niveaux, ils assurent deux fonctions:

- La résistance mécanique : ils supportent leurs poids propres et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- L'isolation : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Il existe plusieurs types de planchers, dans la réalisation de notre projet deux types de planchers sont utilisés.

✓ **Planchers en corps creux**

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments consiste à utiliser des hourdis creux et des poutrelles sur lesquels repose une dalle de compression en béton armé. Dans notre cas nous avons opté pour un plancher à corps creux pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Économie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu)

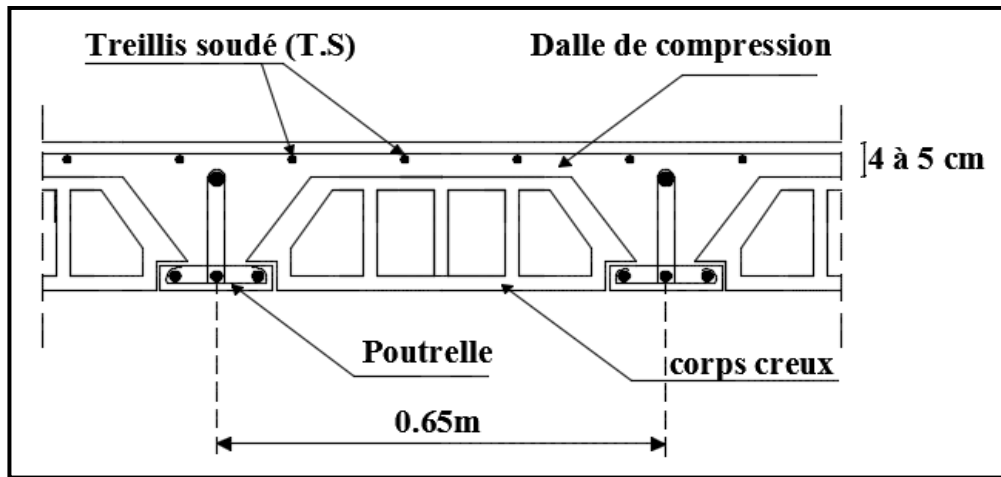


Figure I.1 : Schéma d'un plancher en corps creux

Ils sont armés d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts développés dus aux différentes charges (permanente, d'exploitation).
- Réaliser un effet répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

✓ **Les dalles pleines en béton armée**

Ce sont des planchers en béton armée plus résistants et plus lourds que les corps creux. Ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ; en l'occurrence :

- Dans les cages d'escaliers, la dalle d'ascenseur et les balcons.
- Pour franchir de grandes portées avec des charges considérables.

✓ **Les murs en maçonneries**

- Les murs extérieurs : ils seront réalisés en double cloisons de 25 cm d'épaisseur, en briques creuses de 10 cm avec une lame d'air de 5 cm.
- Les murs de séparation intérieurs : ils seront réalisés en simples cloisons (briques creuses de 10 cm d'épaisseur).

✓ Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux allant du niveau bas jusqu'au dernier étage. Notre projet est composé de deux cages d'escaliers avec deux types d'escaliers :

- Le 1er type comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires.
- Le 2ème type comporte deux volées avec un seul palier de repos.

✓ Les revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- Dalle-de-sol pour les planchers et les escaliers ;
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines ;
- Mortier de ciment pour les murs de façades ;
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

✓ Les voiles

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

✓ Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

✓ Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, c'est un petit mur en béton armé encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse. Il a pour but d'assurer la sécurité des usagers au niveau de la terrasse et de permettre un façonnage de l'étanchéité.

Notre terrasse est entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur.

1.4.2. L'infrastructure

✓ Les fondations

Par leur position et leur fonction stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol, Elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol. Leur choix dépend du type du sol d'implantation, de la contrainte admissible et de l'importance de l'ouvrage, de la mitoyenneté existante.

I.5. Les hypothèses de calcul

L'étude de notre ouvrage est menée conformément aux règlements suivant :

- R.P.A 99 version 2003 : Règlement parasismique algérien ; [01]
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C 2.2) : Le document technique réglementaire pour la détermination des charges et des surcharges ; [02]
- BAEL 91 modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des constructions et ouvrages en béton armé suivant des états limites ; [03]
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93) ; [04]
- Document Technique Réglementaire (DTR BC 2.331) : Règles de calcul des fondations superficielles. [05]

I.5.1. États limites ultimes (ELU)

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

- État Limite Ultime (ELU).
- État Limite de Service (ELS).

Les états limites ultimes correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Équilibre statique.
- Résistance 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. États limites de service (ELS)

Ils constituent les frontières au-delà de lesquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites ; soient :

- Ouverture excessive des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformation des éléments porteurs (flèches).

✓ 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 ($E_s = 15E_b$).

I.6. Les caractéristiques mécaniques des matériaux

I.6.1. Le béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Le béton sera conforme aux normes BAEL 99 [03] et le RPA 99 version 2003[01] applicable en Algérie. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/ m³ de ciment.

Pour les travaux de bétonnage dans notre ouvrage, nous allons opter pour un ciment portland composé CEM II conforme à la norme algérienne NA 442 : 2013 et certifié par l'Institut Algérien de Normalisation. Il est désigné comme suit : **Ciment Portland Composé NA 442 : 2013 _ CEM II/A-L 42.5 N.**

✓ La résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à 28 jours de temps de durcissement notée f_{c28} .

Cette valeur est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées de forme cylindrique (d=16 cm et h=32 cm) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée par les formules données par le BAEL 91 modifié 99[03], (Art 2-1-11 BAEL 91).

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

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

Pour l'étude de ce projet, la valeur de f_{c28} sera prise comme suit : $f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$

✓ La résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance à la traction de béton est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A2.1.12, BAEL 91 modifié 99[03]})$$

Dans notre cas, on a : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa.}$

✓ Le module de déformation longitudinale du béton

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

- Le module de déformation longitudinale instantanée

Une déformation instantanée est une déformation résultante de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24h.

Le module de déformation longitudinale instantanée de béton (E_{ij}) est :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99[03] / Art A.2.1, 21})$$

Pour $f_{cj} = 25$ MPa, on aura : $E_{ij} = 32164.195$ MPa

- Le module de déformation longitudinale différée

C'est une déformation causée par un chargement de longue durée et afin de tenir compte l'effet de retrait et de fluage, on prend un module de déformation différée égale à :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{cj} = 25$ MPa, on aura : $E_{ij} = 10818.86$ MPa. (BAEL 91 modifié 99 [03]/Art A.2.1, 22)

Le fluage : il correspond à un raccourcissement dans le temps sous contrainte qui se stabilise au bout d'une période comprise entre 3 et 5 ans.

Le retrait : c'est un phénomène de raccourcissement différé due principalement au départ de l'eau libre interne.

✓ Le module de déformation transversale du béton

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

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 [03]/Art A.2.1 ,3})$$

Avec E : module de Young

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

ν : coefficient de Poisson ;

$\nu = 0,1$ Pour un calcul de sollicitations à l'ELU

$\nu = 0,2$ Pour un calcul de déformations à l'ELS

✓ **Les contraintes limites :**

- **La contrainte limite ultime à la compression :** Elle correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduise à la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ en MPa (BAEL 91 modifié 99 [03], Art A.4.3, 41)}$$

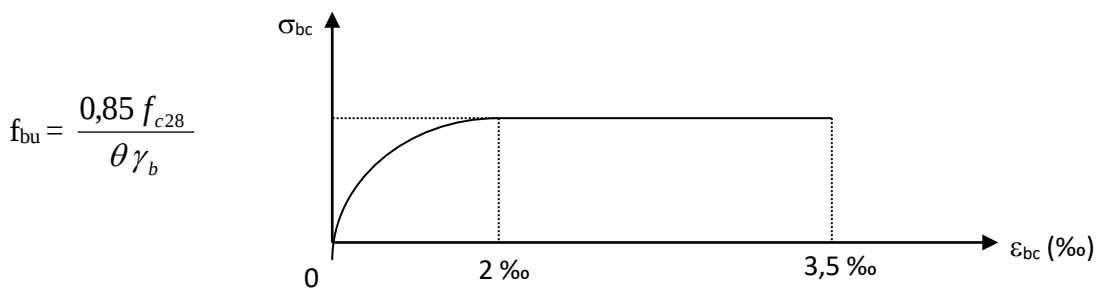


Figure I.2 : Diagramme contrainte – déformation du béton à L'ELU

Avec : f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

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

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,9 & \text{si } 1 \text{ heure} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,85 & \text{si } t \leq 1 \text{ heure} \end{cases}$$

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

$$\gamma_b : \text{coefficient de sécurité} \dots \begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

- **La contrainte limite de Service à la compression** : C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \text{ (A.4.5, 2 du BAEL 91 modifié 99 [03])}$$

Avec $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS

$$j = 28 \text{ jour : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

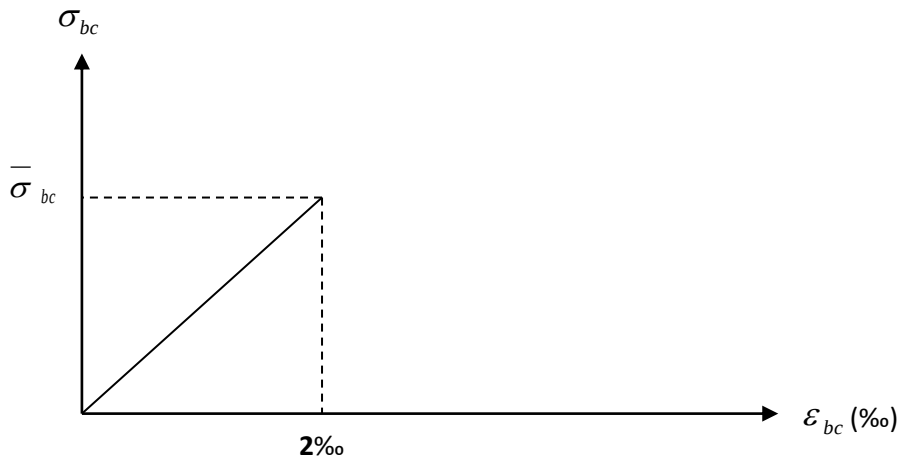


Figure I.3 : Diagramme Contrainte – Déformation du béton à l'ELS

- **La contrainte de cisaillement** : Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ (BAEL 91 modifié 99 [03], art A.5.1)}$$

Avec V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée à (L'E.L.U)

b_0 : Largeur de l'âme.

d : Hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes $\bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.6.2. Les aciers

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (rond lisse et haute adhérence) :

- Les ronds lisses FeE 215 et FeE 235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE 400 et FeE 500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS 520.

Avec : Fe : limite d'élasticité.

✓ **Module de déformation longitudinale de l'acier (E_a)**

Il est pris égal à : $E_a = 2.10^5$ MPa (BAEL 91 modifié 99 [03], Art A.2.2, 1)

✓ **Coefficient de poisson des aciers :**

Il est pris égale $\nu=0,3$

Dans notre cas, on utilise des aciers à haute adhérence avec une nuance Fe E400 avec $f_e = 400$ MPa

✓ **Contrainte limite d'élasticité de l'acier :**

- **Contrainte limite ultime (A l'ELU):**

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (A.4.3, 2 du BAEL 91 modifié 99 [03])}$$

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15$ en situation courante ; $\gamma_s = 1,00$ en situation accidentelle.

✓ **Contrainte limite de service (A l'ELS) :**

Afin de réduire les risques d'application de fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- **Fissuration peu préjudiciable :** C'est le cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

$$\overline{\sigma_s} = f_e \text{ (BAEL 91 modifiés 99, art A.4.3, 5)}$$

- **Fissuration préjudiciable :** C'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}. \text{ (BAEL 91 modifiés 99[03], art A.4.5, 33)}$$

- **Fissuration très préjudiciable :** C'est le cas des éléments exposés aux milieux agressifs (eau de mer, agents chimiques...).

$$\overline{\sigma_s} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}. \text{ (BAEL 91 modifiés 99[03], Art A.4.5, 34)}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1,6$ pour les HA de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta=1,3$ pour les HA de diamètre < 6 mm.

$\eta=1,0$ pour les RL.

✓ **Diagramme contraintes déformations de l'acier :**

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant :(BAEL 91 modifié 99 [03], Art A.2.2, 2).

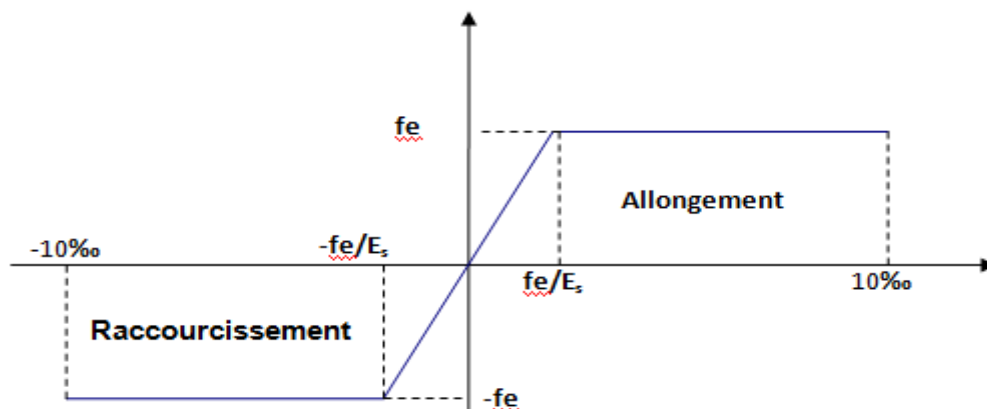


Figure I.4 : Déformation des aciers diagramme contrainte.

I.7. Protection des armatures (BAEL 91 modifié 99 [03], Art A.7.1)

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

- $c \geq 1$ cm : si l'élément est situé dans un milieu couvert non exposé aux condensations.
- $c \geq 3$ cm : si l'élément est situé au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $c \geq 5$ cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposition mer...).

**CHAPITRE II : PRÉ
DIMENSIONNEMENT DES
ÉLÉMENTS**

Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.).

Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA 99 version 2003[01] et du BAEL 91 modifié 99[03]. Les dimensions obtenues ne sont pas définitives. Elles peuvent être augmentées après vérification dans la phase du dimensionnement.

II.1. Pré dimensionnement des éléments

II.1.1. Les planchers

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre projet, on distingue un seul type de planchers. Ces derniers sont constitués d'un corps creux, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B6.8.424/BAEL 91 modifié 99[03]})$$

Avec : ht : hauteur du plancher.

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

Le RPA 99 version 2003 [01] (Article 7.4.1) exige pour les poteaux : $\min(b, h) \geq 30 \text{ cm}$ en zone III,

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

Dans notre cas : $L=470-30= 440 \text{ cm}$

$$h_t=(440/22.5)= 19.55 \text{ cm.} \quad \text{Soit } h_t= 20 \text{ cm}$$

On prend un plancher (16+4) cm valable pour tous les niveaux, avec :

- Épaisseur du corps creux en polystyrène: **16 cm.**
- Épaisseur de la dalle de compression : **4 cm.**

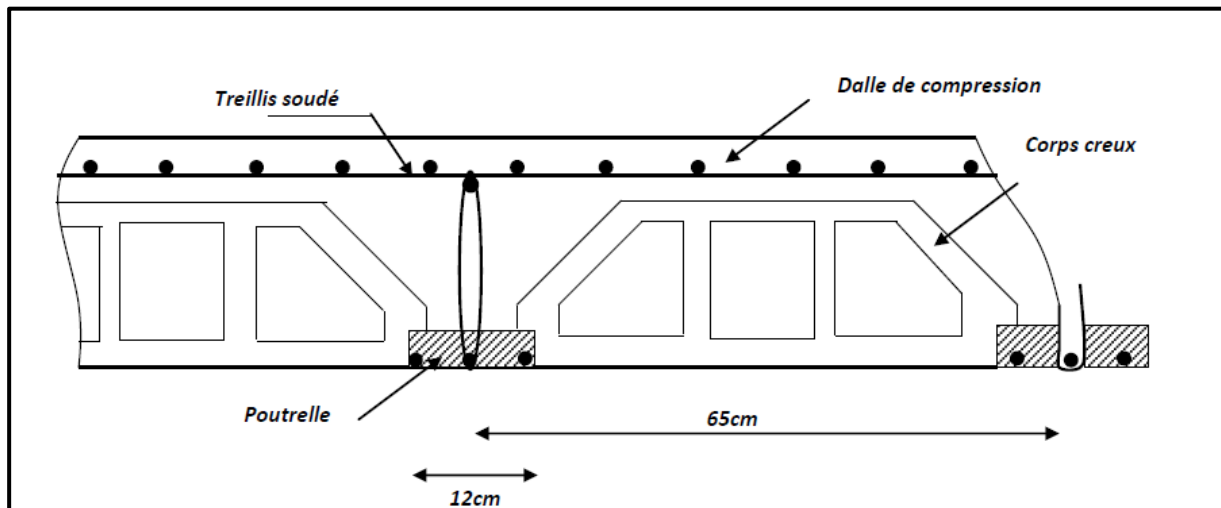


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux (16+4)

II .1.2 Les poutres

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

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir la hauteur totale h_t et la largeur b doivent répondre aux conditions suivantes :

$$\text{Hauteur « } h_t \text{ » : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Art A.4.14, BAEL.99 [03]})$$

$$\text{Largeur « } b \text{ » : } 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec h : la hauteur de la poutre et b la largeur de la poutre.

$L_{\max}$: étant la portée libre de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article 7.5.2 du RPA 99 version 2003 [01] exige les conditions telles que :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

II.1.2.1. Poutres principales

Sachant que : $L_{\max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$

$$\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10} \rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 47 \text{ cm}$$

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

Par conséquent, la largeur b sera : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

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

✓ Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1)

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**
- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**
- $h_t / b = 35 / 25 = 1.4 \leq 4$ **Condition vérifiée.**

La section des poutres principales est donc : **$(b \times h_t) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$**

II.1.2.1. Poutres secondaires

Sachant que $L_{\max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm}$

$$\frac{440}{15} \leq h_t \leq \frac{440}{10} \rightarrow 29.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 44 \text{ cm}$$

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

La largeur b est : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

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

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1)

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**
- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**
- $h_t / b = 35 / 25 = 1.4 \leq 4$ **Condition vérifiée.**

La section de la poutre secondaire est donc : $(b \times h_t) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

Remarque :

Les dimensions des poutres primaires et secondaires sont prises de manière identique pour faciliter la réalisation du coffrage.

Conclusion

Les conditions imposées par RPA 99 version 2003 [01] sont toutes vérifiées. Les sections adoptées sont comme suit :

- **Poutres principales :** $(25 \times 35) \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires :** $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

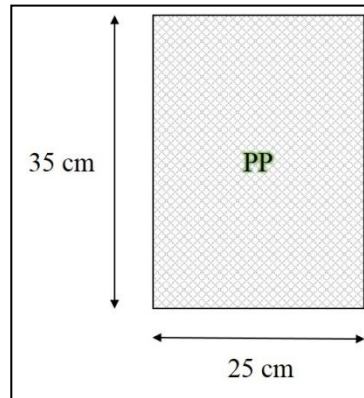


Figure II.2 : Section des poutres principales (sens transversal)

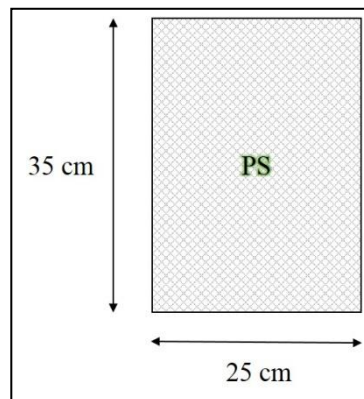


Figure II.3 : Section des poutres secondaires (sens longitudinal)

II.1.3. Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003[01]. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent, poussée des terres) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations.

D'après le RPA 99 version 2003[01], article 7.7.1, les voiles doivent satisfaire la condition suivante : $L \geq 4e$

Avec : L et e respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

De même l'article 7.7.1 RPA 99 version 2003 [01] spécifie une épaisseur minimale de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure suivante :

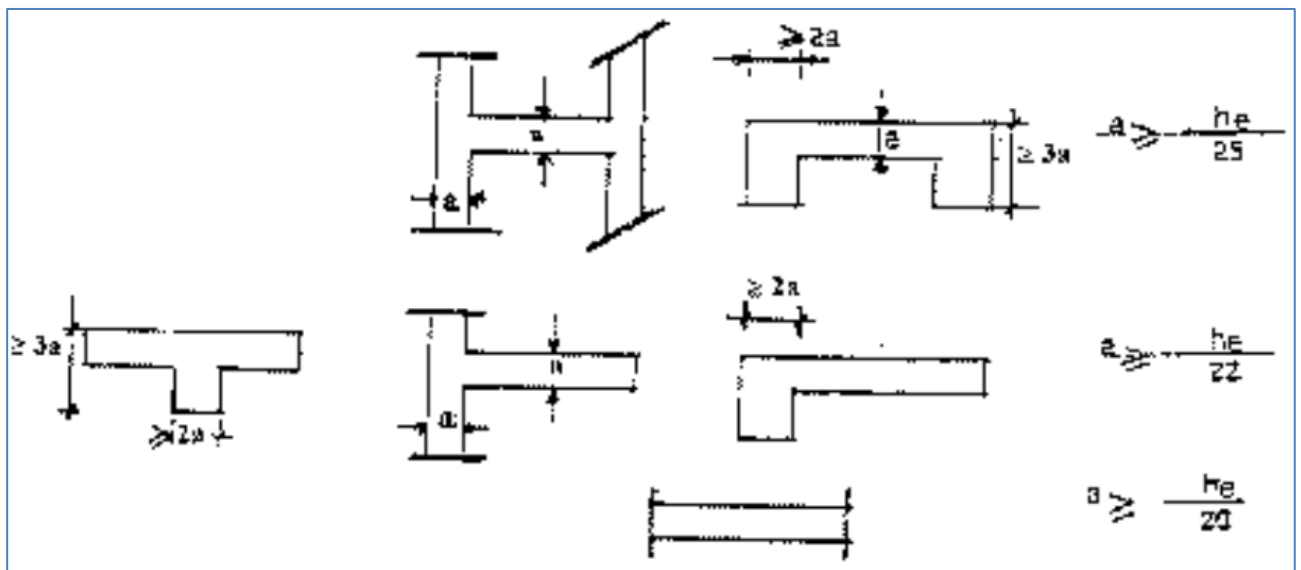


Figure II.4 : Épaisseurs des voiles - coupe en élévation

Dans notre projet, le cas le plus défavorable est : $e \geq \frac{h_e}{22}$

Avec : $h_e = h - e_p$ où e_p est la hauteur du plancher = 20 cm.

- Pour le sous sol et le RDC :

$$H_{ss} = H_{RDC} = 4,08 \text{ m} = 408 \text{ cm} \Rightarrow h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$e_p \geq \frac{388}{22} = 17.63 \text{ cm} ; \quad e_p \geq 15 \text{ cm}$$

L'épaisseur adoptée est : **ep=20 cm**

- Pour les étages courants:

$$H_{ec} = 3.06\text{m} = 306 \text{ cm} \Rightarrow h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{286}{22} = 13 \text{ cm} ; \quad e_p \geq 15 \text{ cm}$$

Donc : **ep=20 cm**

- Pour l'étage 8 :

$$H_{ec} = 4.06 \text{ m} = 406 \text{ cm} \Rightarrow h_e = 406 - 20 = 386 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{386}{22} = 17,55 \text{ cm} ; \quad e_p \geq 20 \text{ cm}$$

Donc : **ep=20 cm**

Conclusion

On opte pour une épaisseur des voiles : **e = 20 cm** pour tous les étages.

Longueur minimale des voiles

$$L \geq 4e = \mathbf{80 \text{ cm}} \geq 80 \text{ cm}$$

Tous les voiles doivent donc avoir une longueur au moins égale à 80 cm.

II.2. Détermination des charges et surcharges

Le but de la descente des charges est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Soient : **G**: Charges permanentes.

Q: Surcharges d'exploitation.

II.2.1 Charges permanentes

II.2.1.1. Les Planchers

a) Plancher terrasse en corps creux

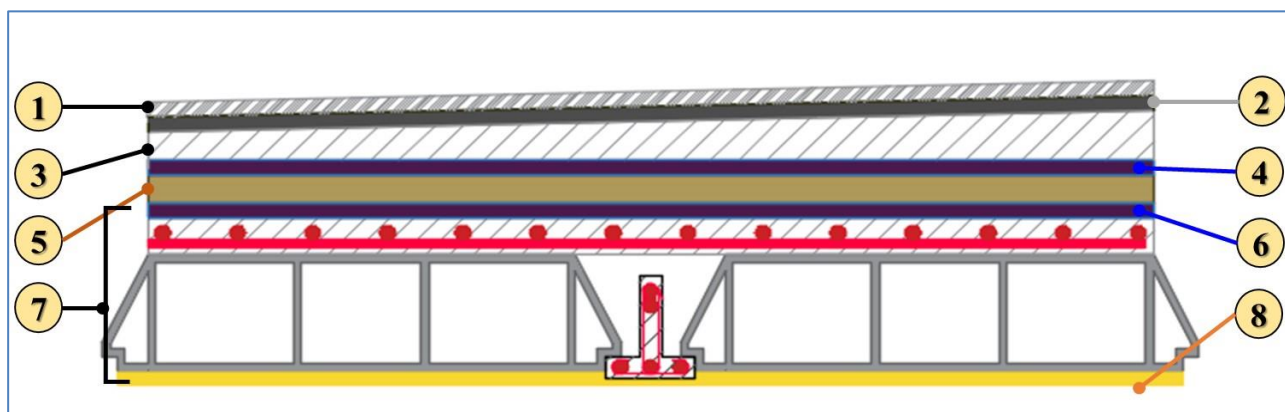


Figure II.5 : Coupe d'un plancher terrasse en corps creux (accessible).

Tableau II.1 : Caractéristiques du plancher terrasse accessible

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			Poids volumique (KN/m ³)	Référence	
01	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.4, D	0,40
02	Étanchéité multicouche	0,02	12	VI.C.5, G	0,24
03	Béton en forme de pente	0,07	22	VI.B. Béton non armé	1,54
04	Feuille de polyane *	0,01	1	/	0,01
05	Isolation thermique	0,04	4	VI.B. Blocs en liège	0,16
06	Feuille de polyane*	0,01	1	/	0,01
07	Plancher en polystyrène	0,2	/	VI.C.3, D	1,70
08	Enduit en plâtre	0,01	10	VI.C.2.1	0,10
G total :					4,16

b) Plancher d'étage courant

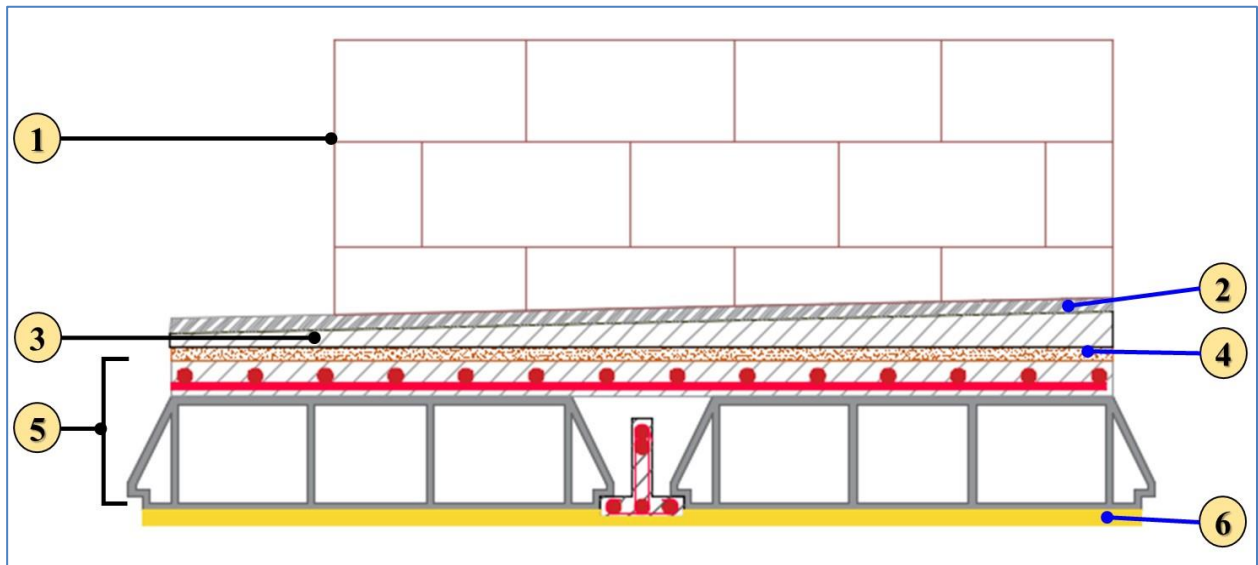


Figure II.6 : Coupe d'un plancher d'étage courant en corps creux

Tableau II.2 : Caractéristiques du plancher étages courants

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			Poids volumique (KN/m ³)	Référence	
01	Cloison de séparation interne	0,10	9	VI.C.1.1, B	0,90
02	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.4, D	0,40
03	Chape en mortier de pose	0,20	20	VI.C.4, A	0,40
04	Couche de sable	0,03	17– 19	VI.A	0,54
05	Plancher en polystyrène	0 ,2	/	VI.C.3, D	1,70
06	Enduit en plâtre	0,01	10	VI.C.2.1	0,10
G total :					4,04

II-2-1-2 Maçonneries

a) Mur extérieur

Tableau II.3 : Charges revenant aux murs extérieurs

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			Poids surfacique (KN/m ²)	Référence	
01	Enduit en ciment	0,02	18	VI.C.2.2	0,36
02	Brique creuse	0,10	90	VI.C.1.1, B	0,90
03	Lame d'air	0,05	/	/	0,00
04	Brique creuse	0,10	90	VI.C.1.1, B	0,90
05	Enduit en plâtre	0,02	10	VI.C.2.1	0,20
G total :					2,36

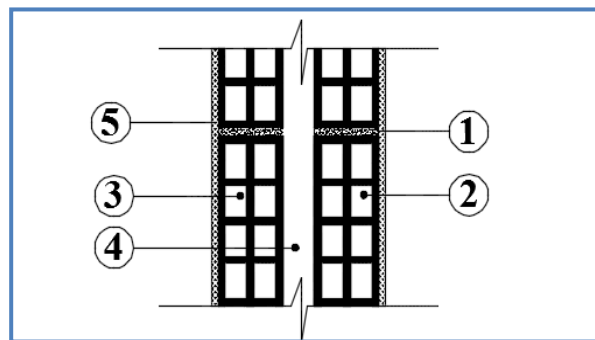


Figure II.7 : Coupe transversale d'un mur extérieur

NB : la charge qui revient au mur extérieur est répartie par mètre carré de la surface verticale, alors pour la rendre par mètre linéaire on la multiplie par la hauteur :

Pour le plancher sous sol et le RDC : $G = 2.36 \times 4.08 = 9.63 \text{ KN/ml}$

Pour le plancher étage courant : $G = 2.36 \times 3.06 = 7.22 \text{ KN/ml}$

Pour le plancher de l'étage 8 : $G = 2.36 \times 4.06 = 9.58 \text{ KN/ml}$

II-2-1-3 Les dalles pleines

a) Dalle pleine d'étage courant

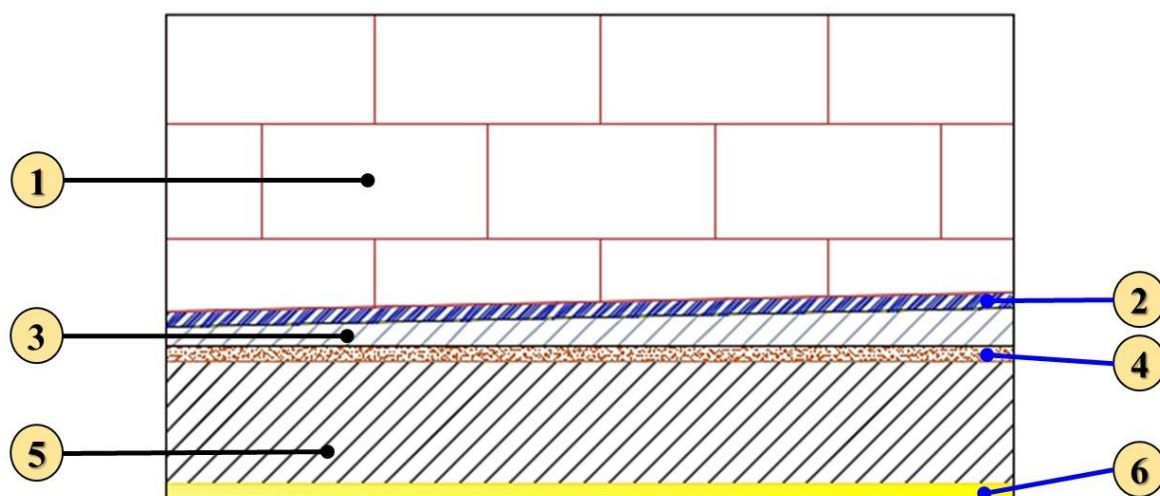


Figure II.8 : Coupe transversale d'une dalle pleine d'étage courant

Tableau II.4 : Charge permanente de la dalle pleine des étages courants

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			Poids volumique (KN/m ³)	Référence	
01	Cloison de séparation interne	0,10	9	VI.C.1.1, B	0,90
02	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.4, D	0,40
03	Chape en mortier de pose	0,02	20	VI.C.4, A	0,40
04	Couche de sable	0,02	17– 19	VI.A	0,36
05	Dalle pleine	0,15	25	VI.C.3, A	3,75
06	Enduit en plâtre	0,01	10	VI.C.2.1	0,10
G total :					5,91

a) Dalle pleine de la terrasse

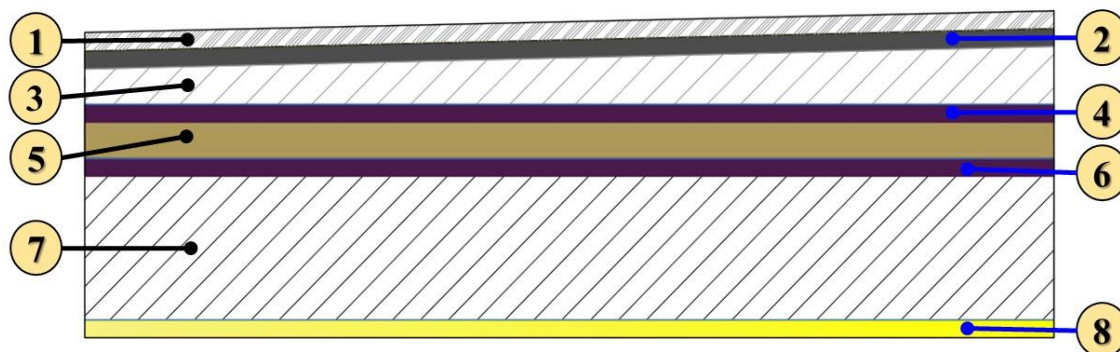


Figure II.9 : Coupe transversale d'une dalle pleine de la terrasse

Tableau II.5 : Charge permanente de la dalle pleine de l'étage terrasse accessible

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			Poids volumique (KN/m ³)	Référence	
01	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.4, D	0,40
02	Étanchéité multicouche	0,02	12	VI.C.5, G	0,24
03	Béton en forme de pente	0,07	22	VI.B. Béton non armé	1,54
04	Feuille de polyane	0,01	1	/	0,01
05	Isolation thermique	0,04	4	VI.B. Blocs en liège	0,16
06	Feuille de polyane	0,01	1	/	0,01
07	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	VI.C.3, A	3,75
08	Enduit en plâtre	0,01	10	VI.C.2.1	0,10
G total :					6,21

II.2.1.4. Acrotère

La hauteur de l'acrotère est égale à : 60 cm

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre : $G = \rho \times S \times 1ml$

$$G = 25 \times 0.1 \times 1ml = \mathbf{2.5 \text{ KN/ml}}$$

II.6 : Surcharges d'exploitation

Niveaux	Types d'utilisation	Les surcharges d'exploitation KN /m ²	Articles du DTR B.C 2.2
Sous-sol	Parcs de stationnement de voitures légères	2,5	IV.7.1, 15
RDC	Usage commercial, places assises ≤ 100	2,5	IV.7.1, 3
Étage 1	Usage commercial, places assises ≤ 100	2,5	IV.7.1, 3
Étage 2	Salles de projection et de conférences à nombre de places limité	3,5	IV.7.2.2
Étage 3	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Étage 4	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Étage 5	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Étage 6	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Étage 7	Usage de bureaux	2,5	IV.7.2.2
Étage 8	Locaux medicotechniques	3,5	IV.7.2.4
Terrasse	✓ Terrasse accessible aux usagers Dalles – jardins privatifs	1,5	IV.7.5 IV.7.6

II.7 : Surcharges d'exploitation des éléments secondaire

Elément secondaires	Les surcharges d'exploitation KN /m ²	Articles du DTR B.C 2.2
L'escalier	2,50	IV.7.2.1
L'acrotère	1,00	IV.7.7
Les balcons	3,50	IV.7.1, 17

II.2.3. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple ; en considérant un effort normal N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$s \geq \frac{N_s}{0.6 f_{bc}} \quad (\text{Art 7.4.3.1.RPA 99/2003[01]})$$

Avec: $N_s = G + Q$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré .

G : charges permanentes.

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

S : section des poteaux.

f_{bc} : contrainte de compression admissible du béton.

Selon le (RPA 99/2003[01], A7.4.1) les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour un poteau rectangulaire (zone III), on a :

$$\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq b/h \leq 4$$

II.2.3.1. Descente des charges

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu' aux fondations d'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile) ; appelée surface d'influence.

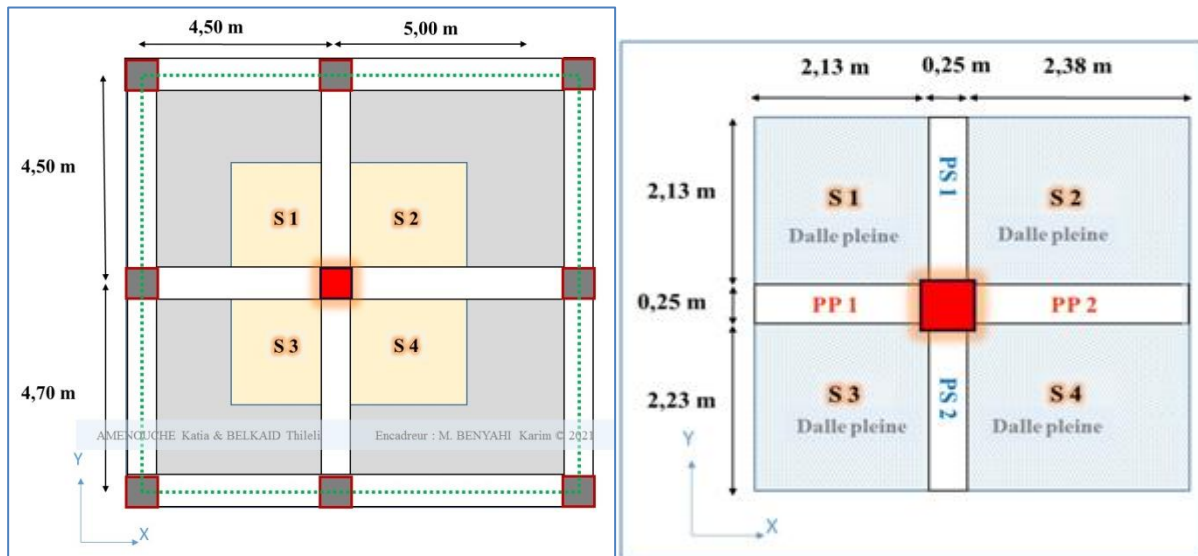


Figure II.10 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité (E2).

a) Surface d'influence

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

Dans notre cas on a :

$$(4.70 - 0.25) / 2 = 2.23 \text{ m}$$

$$(4.50 - 0.25) / 2 = 2.13 \text{ m}$$

$$(5 - 0.25) / 2 = 2.38 \text{ m}$$

La surface d'influence :

$$S_G = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 2.13 \times 2.13 = 4.54 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.38 \times 2.13 = 5.07 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.13 \times 2.23 = 4.75 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2.38 \times 2.23 = 5.31 \text{ m}^2$$

La surface (nette) d'influence du poteau le plus sollicité est : $S_G = 19.67 \text{ m}^2$

La surface brute : $S_{Gb} = 4.61 \times 4.76 = 21.94 \text{ m}^2$

b) Poids revenant à chaque plancher

Poids du plancher : $P = G \times S_G$

Plancher terrasse : $P = 4,36 \times 19,67 = 85,76 \text{ KN}$

Plancher d'étage courante : $P = 4,24 \times 19,67 = 83,40 \text{ KN}$

Plancher de la dalle pleine (étage courant) : $P = 6,01 \times 19,67 = 118,22 \text{ KN}$

Plancher de la dalle pleine (étage terrasse) : $P = 6,31 \times 19,67 = 124,12 \text{ KN}$

c) Poids des poutres

Poutre principale : $P_{pp} = P_{pp1} + P_{pp2} = 9,73 \text{ KN}$

Avec : $\rho = 25 \text{ KN} / m^2$

Poutre secondaire : $P_{ps} = P_{ps1} + P_{ps2} = 8,78 \text{ KN}$

D'où le poids total $P = 9,73 + 8,78 = 18,51 \text{ KN}$

Avec :

$P_{pp1} = 0,35 \times 0,25 \times [(4,5 - 0,30)/2] \times 25 = 4,59 \text{ KN}$

$P_{pp2} = 0,35 \times 0,25 \times 2,35 \times 25 = 5,14 \text{ KN}$

$P_{ps1} = 0,35 \times 0,25 \times 2,1 \times 25 = 4,60 \text{ KN}$

$P_{ps2} = 0,35 \times 0,25 \times 2,2 \times 25 = 4,18 \text{ KN}$

d) Poids des poteaux

Poteaux des étages courants : $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN}$

Poteaux du 7^{ème} étage, RDC et sous- sol : $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 4,08 = 9,18 \text{ KN}$

e) Surcharges d'exploitation

Plancher étage terrasse : $Q \times S_{Gb} = 1,5 \times 21,94 = 32,91 \text{ KN}$

Plancher du 8^{ème} étage : $Q \times S_{Gb} = (3,5+2) \times 21,94 = 120,67 \text{ KN}$

Plancher du 7^{ème} étage : $Q \times S_{Gb} = 2,5 \times 21,94 = 54,85 \text{ KN}$

Planchers des étages courants (3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème}) : $Q \times S_{Gb} = 1,5 \times 21,94 = 32,91 \text{ KN}$

Plancher du 2^{ème} étage : $Q \times S_{Gb} = 3,5 \times 21,94 = 76,79 \text{ KN}$

Planchers de l'étage 1, du RDC et du sous-sol : $Q \times S_{Gb} = 2,5 \times 21,94 = 54,85 \text{ KN}$

f) Loi de dégression des charges

D'après le règlement DTR B.C. 2.2[02], la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

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

Terrasse		
Q_0	Étage 8	$\sum 0 = Q_0$
Q_1	Étage 7	$\sum 1 = Q_0 + Q_1$
Q_2	Étage 6	$\sum 2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
Q_3	Étage 5	$\sum 3 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Q_4	Étage 4	$\sum 4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Q_5	Étage 3	
Q_6	Étage 2	$\sum_n = \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Pour } n \geq 5$
Q_7	Étage 1	
Q_8	RDC	
Q_9	SS	
Q_{10}	BASE	

Figure II.11 : Dégression des charges

Pour $n \geq 5$:
$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \times \sum_{i=1}^{i=n} Q_n$$

Les coefficients réducteurs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Tableau des Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Étage	Terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous sol
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,667	0,65

✓ **Les surcharges cumulées :**

Sous l'étage 8: $\Sigma_1 = Q_0$

Sous l'étage 7: $\Sigma_2 = Q_0 + Q_1$

Sous l'étage 6: $\Sigma_3 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Sous l'étage 5: $\Sigma_4 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous l'étage 4: $\Sigma_5 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous l'étage 3: $\Sigma_6 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous l'étage 2: $\Sigma_7 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Sous l'étage 1: $\Sigma_8 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Sous le RDC: $\Sigma_9 = Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Sous le sous-sol: $\Sigma_{10} = Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Base : $\Sigma_{11} = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

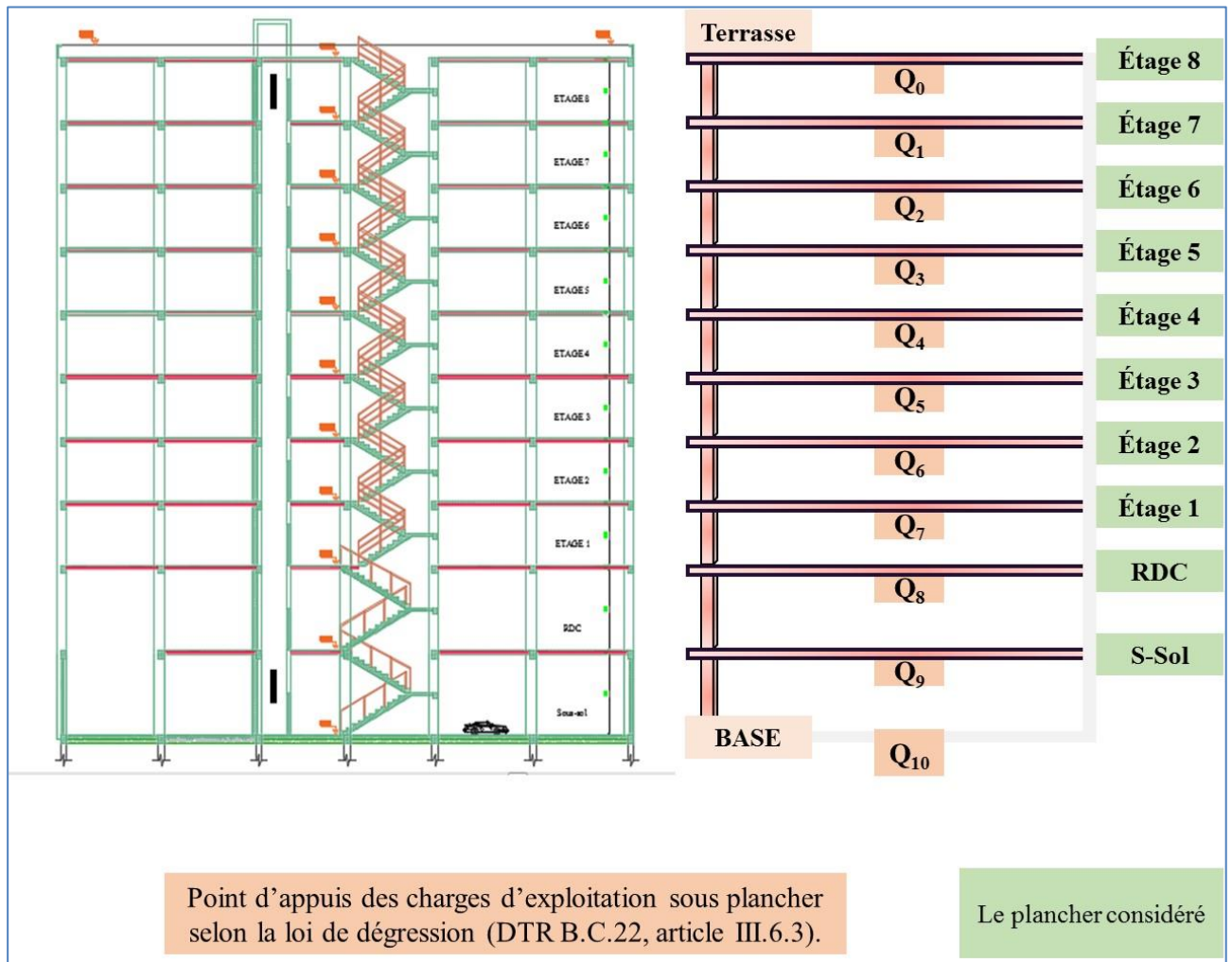


Figure I.12 : Schéma de la descente des charges de la bâtisse

✓ Application numérique :

Sous l'étage 8 : $\Sigma 1 = 32,91$

Sous l'étage 7 : $\Sigma 2 = 32,91 + 120,67$

Sous l'étage 6 : $\Sigma 3 = 32,91 + 0,95 \times (120,67 + 54,85)$

Sous l'étage 5 : $\Sigma 4 = 32,91 + 0,90 \times (120,67 + 54,85 + 32,91)$

Sous l'étage 4 : $\Sigma 5 = 32,91 + 0,85 \times (120,67 + 54,85 + 2 \times 32,91)$

Sous l'étage 3 : $\Sigma 6 = 32,91 + 0,8 \times (120,67 + 54,85 + 3 \times 32,91)$

Sous l'étage 2 : $\Sigma 7 = 32,91 + 0,75 \times (120,67 + 54,85 + 4 \times 32,91)$

Sous l'étage 1 : $\Sigma 8 = 32,91 + 0,714 \times (120,67 + 54,85 + 4 \times 32,91 + 76,79)$

Sous le RDC : $\Sigma 9 = 32,91 + 0,687 \times (120,67 + 2 \times 54,85 + 4 \times 32,91 + 76,79)$

Sous le sous-sol : $\Sigma 10 = 32,91 + 0,667 \times (120,67 + 3 \times 54,85 + 4 \times 32,91 + 76,79)$

Base : $\Sigma 11 = 32,91 + 0,65 \times (120,67 + 4 \times 54,85 + 4 \times 32,91 + 76,79)$

✓ **Les résultats sont obtenus comme suit :**

Sous l'étage 8 : 32,91 KN

Sous l'étage 7 : 153,58 KN

Sous l'étage 6 : 199,654 KN

Sous l'étage 5 : 220,497 KN

Sous l'étage 4 : 238,049 KN

Sous l'étage 3 : 252,31 KN

Sous l'étage 2 : 263,280 KN

Sous l'étage 1 : 307,050 KN

Sous le RDC : 334,366 KN

Sous le sous-sol : 362,175 KN

Base : 389,435 KN

Tableau II.8 : Tableau récapitulatif de la descente de charge pour le poteau le plus sollicité

Plancher considéré	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G tot	G cumul	Q cumul	Ns = Gc + Qc	S (cm ²)	S min (cm ²)	S adoptées (cm ²)
ÉTAGE 8(Terrasse)	85,76	6,885	18,510	111,155	111,115	32,91	144,025	96,02	30×30	35×35
ÉTAGE 7	83,40	9,180	18,510	111,090	222,205	153,58	375,745	250,50	30×30	35×35
ÉTAGE 6	83,40	6,885	18,510	110,795	333	199,654	532,614	355,076	30×30	35×35
ÉTAGE 5	83,40	6,885	18,510	110,795	443,795	220,497	664,252	442,83	30×30	35×35
ÉTAGE 4	83,40	6,885	18,510	110,795	554,59	238,049	792,599	528,399	30×30	35×35
ÉTAGE 3	83,40	6,885	18,510	110,795	665,385	252,31	917,655	611,77	30×30	35×35
ÉTAGE 2	83,40	6,885	18,510	110,795	776,18	263,280	1039,42	692,947	30×30	35×35
ÉTAGE 1	83,40	6,885	18,510	110,795	886,975	307,05	1193,985	795,99	30×30	35×35
RDC	83,40	9,180	18,510	111,090	998,065	334,366	1332,391	888,261	30×30	35×35
Sous-sol	83,40	9,180	18,510	111,090	1109,155	362,175	1471,29	980,86	30×30	35×35
Base	83,40	9,180	18,510	111,090	1220,245	389,435	1609,64	1073,093	30×30	35×35

Remarque :

Les sections des poteaux adoptées résultent d'un simple pré dimensionnement, et où le choix de la section finale des poteaux sera justifiée dans le chapitre « vérification des exigences du RPA 99 version 2003 [01] ».

g) Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

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

✓ **Vérification pour les poteaux (35×35) :**

- | | |
|--|---------------------------|
| - $\text{Min}(35 ; 35) = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ | Condition vérifiée |
| - $\text{Min}(35 ; 35) = 35 \text{ cm} \geq h_e/20 = 408 / 20 = 20,4 \text{ cm}$ | Condition vérifiée |
| - $35/35 = 1 \rightarrow 1/4 < 1 < 4$ | Condition vérifiée |

Étant donné les conditions vérifiées pour la section la plus petite ; les recommandations du RPA sont alors respectées.

✓ **Vérifications au flambement**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$.

Avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$)

l_0 : hauteur libre du poteau

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

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

I : moment d'inertie du poteau ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b \cdot h}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Tableau II.9 : Vérification des poteaux au flambement

Section des poteaux (cm ²)	$I = \frac{b \times h^3}{12}$ × 10 ⁻² (m ⁴)	$i = \sqrt{\frac{I}{S}} \times 10^{-2}$ (m)	L_0 (m)	L_f (m)	$\lambda = \frac{L_f}{i}$	Vérification
(35×35)	0,125	10,10	3,06	2,142	21,20 ≤ 50	Condition vérifiée
(35×35)	0,125	10,10	4,08	2,856	22,85 ≤ 50	Condition vérifiée

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Introduction

On procédera dans ce chapitre au calcul des éléments secondaires ou non structuraux constituant notre structure.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul se fera conformément aux règles BAEL91.

On peut énumérer l'ensemble de ces éléments comme suit :

- L'acrotère,
- Le plancher en corps creux,
- Le balcon en dalle pleine,
- L'escalier,
- La poutre palière,
- La poutre de chaînage,
- La salle machine.

III.1. Acrotère

III.1.1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé encastré au niveau de la poutre de plancher terrasse il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et il participe dans la mise hors eau de la structure

Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée sous l'effet de :

- Un effort normal N_G dû à son poids propre G .
- Un effort horizontal Q dû à la main courante estimée à 1 KN/ml engendrant un *moment de renversement* M_Q dans la section d'encastrement (section dangereuse)

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

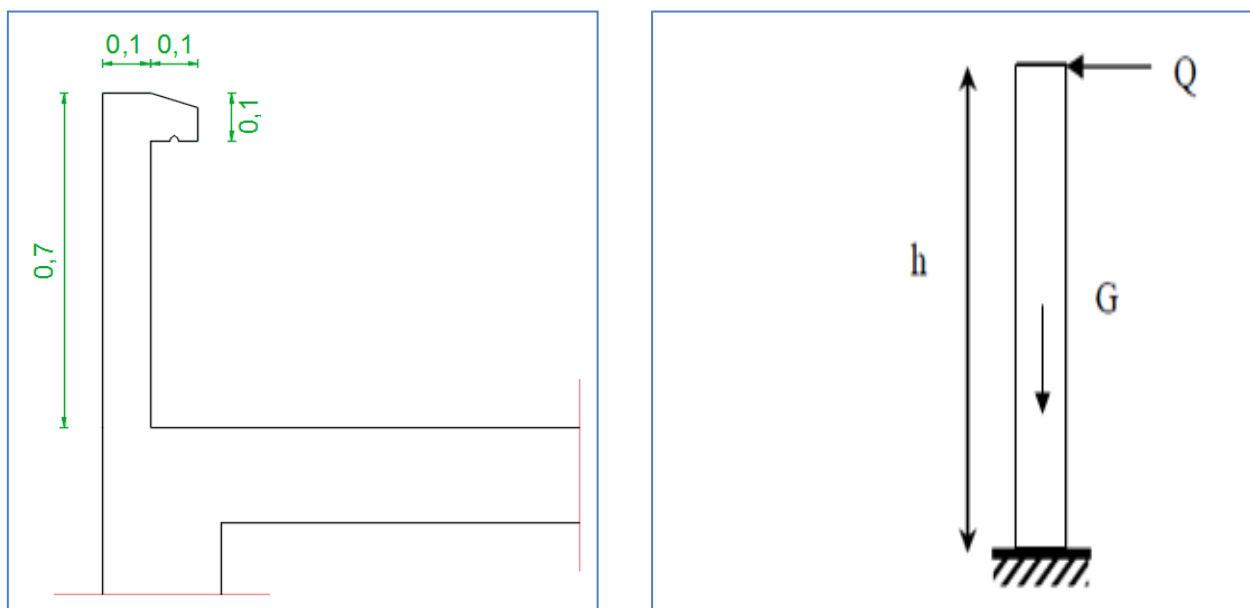


Figure III.1.1: Schématisation De l'acrotère

III.1.2. Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.1.2.1. Évaluation des sollicitations

a) Charge permanente « G »

Poids propre : $G = \rho \times S \times 1\text{ml} \Rightarrow G = 25 \times S$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,7 \right] = 1,9625 \text{ [KN/ ml]}$$

$$Q = 1 \text{ [KN/ml]}$$

b) Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99) [01]

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale : $F_p = 4 A.C_p.w_p$

Avec A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

$$A = 0.30 \quad (\text{Zone III, groupe d'usage 1B})$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires ($C_p = 0.3$)

w_p : poids de l'acrotère

$$w_p = 1,9625 \text{ KN/ml}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.3 \times 0.3 \times 1,9625 = 0.30825 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$.

Le calcul se fait sous Q non pas sous P .

III.1.2.2. Calcul des sollicitations

- Effort normal à la base dû au poids propre : $N_G = G \times 1 = 1,9625 \text{ KN}$
 - Effort tranchant dû à la surcharge Q : $T_Q = Q \cdot 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
 - Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$
 - Moment de renversement dû à Q à la base : $M_Q = T \cdot H = 1 \times 0,7 \times 1 = 0,7 \text{ KN.m.}$
- Surcharge d'exploitation « Q » (Effort horizontal dû à la main courante) :
 - Diagramme des efforts interne

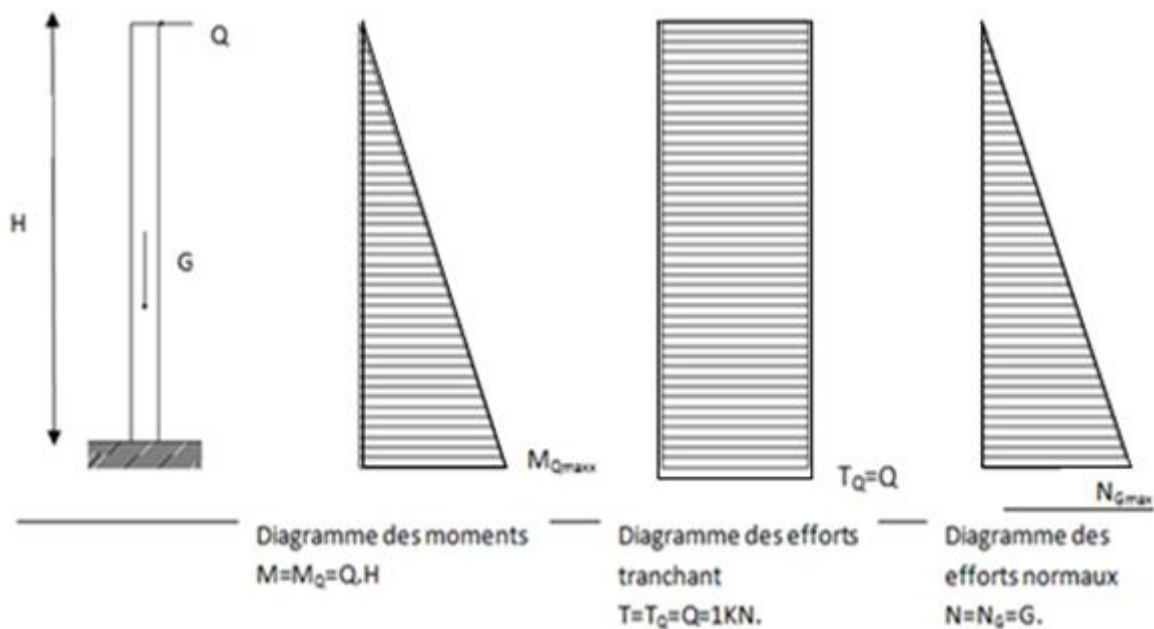


Figure III.1.2: Schématisation des efforts internes

a) Les combinaisons de charges

✓ L'ELU

La combinaison des charges est : $1,35G + 1,5Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35.N_G = 1,35 \times 1,963 = \mathbf{2,650 \text{ KN/ml.}} \\ M_u = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,7 = \mathbf{1,05 \text{ KN}} \\ T_u = 1,5T_Q = \mathbf{1,5 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

✓ L'ELS

La combinaison des charges est : $G + Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = N_G = 1,963 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0.7 \text{ KN.m} \\ T_s = T_Q = 1 \text{ KN} \end{array} \right.$$

b) Ferrailage de l'acrotère

Le calcul se fera à L'ELU puis sera vérifié à L'ELS.

✓ Calcul des armatures à l'ELU

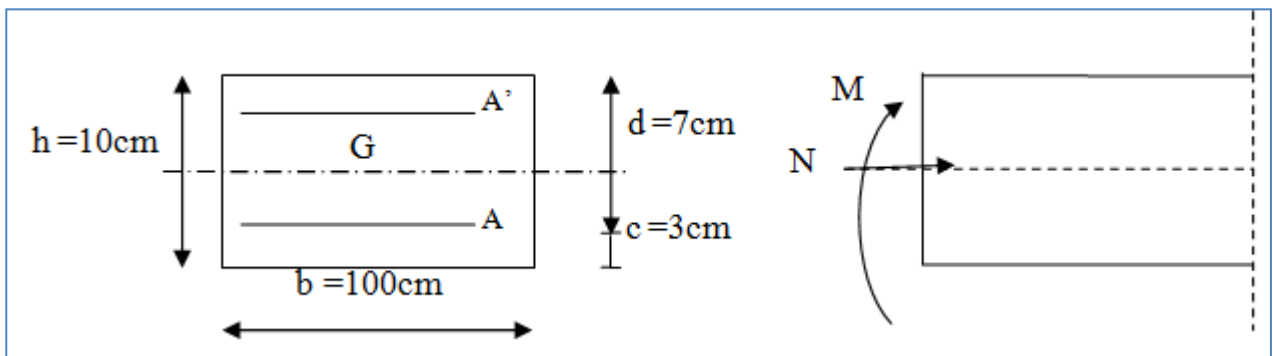


Figure III.1.3: La section de l'acrotère

Le ferrailage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur « $h=10\text{cm}$ » et de largeur « $b=100\text{cm}$ », soumise à la flexion composée à l'ELU sous N_u et M_u , puis passer aux vérifications de la section à l'ELS sous N_s et M_s .

✓ Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,650} = 39,62\text{cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} \rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à}$$

l'extérieur de la section limitée par les armatures donc celle-ci est partiellement comprimée **SPC**. Donc L'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment M_f , qui sert à déterminer la section des armatures fictives A_f , puis on passe à la flexion composée où la section des armatures sera déterminée en fonction de A_f déjà calculée.

✓ **Calcul de la section d'armature en flexion simple**- **Moment fictif M_f**

$$M_f = N_u \cdot g \text{ avec } g = e_u + (h/2 - c)$$

g : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

$$\text{Donc : } M_f = N_u \left[e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right]$$

$$M_f = 2.650 [0.3962 + (0.05 - 0.03)] = 1,103 \text{ KN.m}$$

- **Armature fictives (flexion simple)**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,103 \times 10^3}{1000 \times (70)^2 \times 14,2} = 0,0159$$

$\mu_b = 0.0159 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$

On prend $\mu_b = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$ (valeur tirée du tableau des coefficients)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{stf} = \frac{1,103 \times 10^3}{0,992 \times 7 \times 348} = 0.456 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0.456 \text{ cm}^2$$

- **Armature réelles (flexion composée)**

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.456 - \frac{2.650 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.380 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.380 \text{ cm}^2$$

c) Vérifications à l'ELU

- Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art 4.2.1) [03]

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

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

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,923} = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

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

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{36 - (0,455 \times 7)}{36 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,8 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 > A = 0,380 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La section n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale d'armatures imposée par cette condition.

$$A = A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4 \text{ HA8} \Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml avec un espacement Soit } S_t = 17 \text{ cm}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 91) [03]

$$\text{La fissuration est préjudiciable, donc : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,333 \text{ MPa}$$

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

avec V_u : effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement $\Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence**

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

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.237 \text{ MPa.}$$

$$\sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres. } \sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrages des barres aux appuis [A.6.1, 2 1/BAEL 91] [03]**

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm} \quad \text{Avec: } \begin{cases} \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \Psi_s = 1.5 \text{ (HA)} \end{cases}$$

D'après le **BAEL 91**[Art .6.1, 22]. [03]

la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$l_s = 35\phi = 35 \times 8 = 28 \text{ cm avec } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Donc : on opte à $l_s = 30 \text{ cm}$

- **Espacement des barres**

- Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**
- Armatures de répartition : $S_t = 17 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

d) Vérifications à l'ELS

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries. C'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit donc vérifier les conditions suivantes :

- **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec $\eta = 1,6$ pour les aciers de haute adhérence (H.A) de diamètre supérieur à 6 mm.

$$\text{et on : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9155 \\ K_1 = 44.17 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0.7 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 201} = 54.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 54.34 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6) (25) = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{54.34}{44.17} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.23 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.1.2.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : **4HA8/ml** = $2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm.
- Armatures secondaires : **4HA8/ml** = 2.01 cm^2 avec un espacement de 17cm.

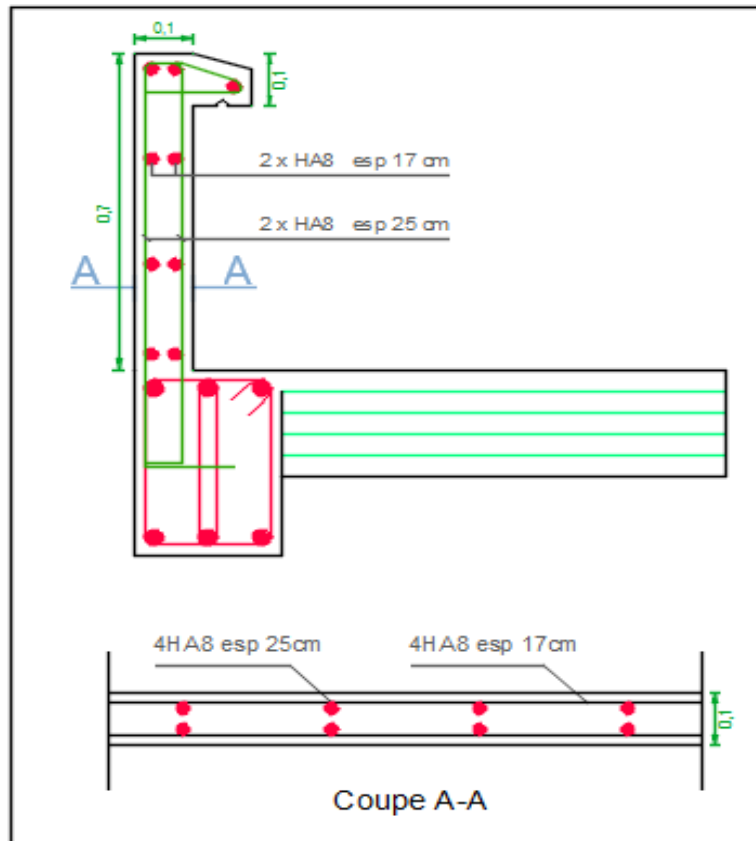


Figure III.1.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. Calcul des planchers

III.2.1. Plancher étages courants

III.2.1.1. Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'espacement des mailles du treillis soudé ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (Art B.6.8,423/BAEL91 modifié 99 [03])

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

III.2.1.2. Calcul des armatures

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Soit : 6Φ5 /ml, A = 1,17 cm² /ml

Avec : TLE 520 (Φ 6cm)

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,17}{2} = 0,59 \text{ cm}^2$$

Soit : 6Φ5/ml, A = 0,98 cm²/ml

Avec e= 20 cm

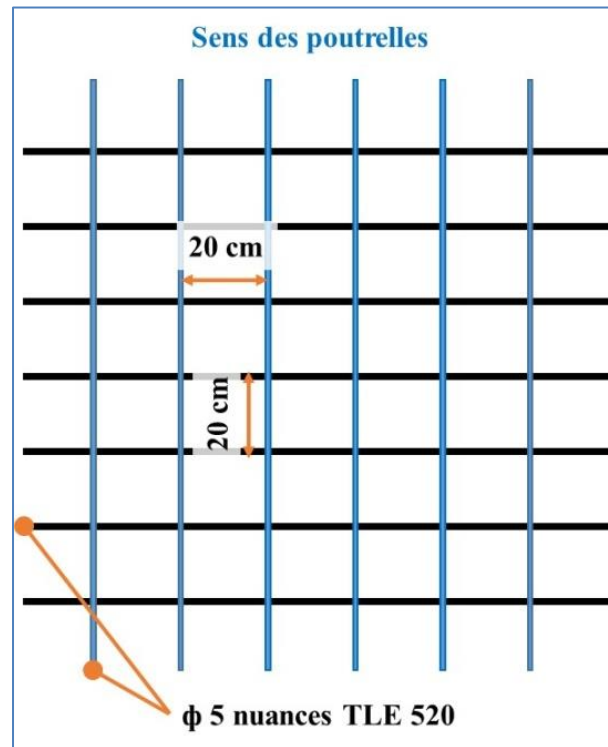


Figure III.2.1: Treillis soudé de (20×20)

Conclusion

On opte pour le ferrailage de la dalle de compression en treillis soudés (**TLE 520**) de dimension **(200x 200) mm²**

III.2.2. Calcul des poutrelles

Le calcul se fera en deux étapes :

III.2.2.1. Calcul avant le coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ces deux extrémités, celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux en polystyrène et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle $\rightarrow G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

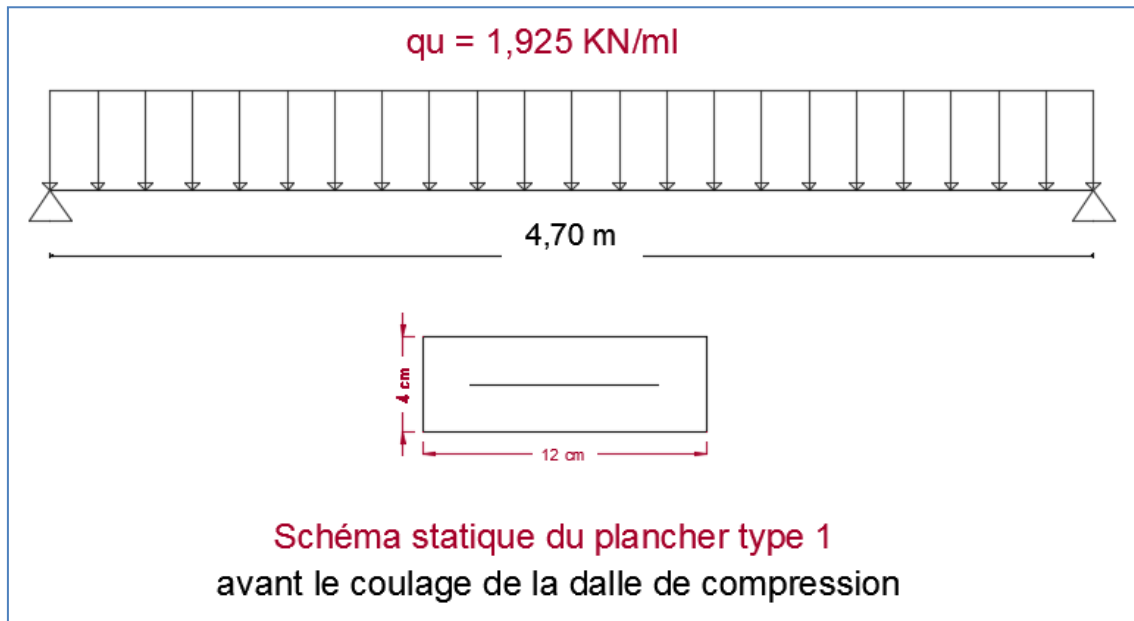
Poids du corps creux $\rightarrow G_2 = 0,3 \times 0,65 = 0,195 \text{ KN/ml}$

Avec :

l : largeur de l'hourdis (= 65cm)

$$G=G_1+G_2=0,12+0,195= 0,315\text{KN/ml}$$

Poids de la main d'œuvre $\rightarrow Q = 1,00 \text{ KN/ml}$



a) Chargement

Charge permanente	G	0,315 KN/ml
Charge d'exploitation	Q	1 KN/ml
E.L.S (G+Q)	q _s	1,315 KN/ml
E.L.U (1.35G+1.5Q)	qu	1,925 KN/ml

b) Ferrailage à L'ELU

Le moment en travée :

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{1,925(4,70)^2}{8} = 5,315 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{1,925 \times 4,7}{2} = 5,523 \text{ KN}$$

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

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

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,315 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 7,797$$

$$\mu_u = 7,797 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow (\text{SDA})$$

Conclusion

Il est impossible de disposer deux nappes d'armatures car la hauteur de la poutrelle est faible, alors il faut prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

c) Calcul de la distance entre étais

D'abord en calcul le moment limite qui correspond à une S.S.A :

$$M_L = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 0,12 \times (0,02)^2 \times 14,2 \times 10^6 = 0,267 \text{ KN.m}$$

$$M_L = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$$

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{1,925}} = 1,05 \text{ m}$$

On dispose alors 4 étais de distance égale à **0,94 m** entre chaque deux étais successifs dans les deux directions. Ainsi, on prévoit donc 4 étais / m².

III.2.2.2. Calcul après le coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T éncastée partiellement à ces deux extrémités, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis et disposées suivant la petite portée, travaillant dans un seul sens et soumise à son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

a) Dimensionnement de la poutrelle

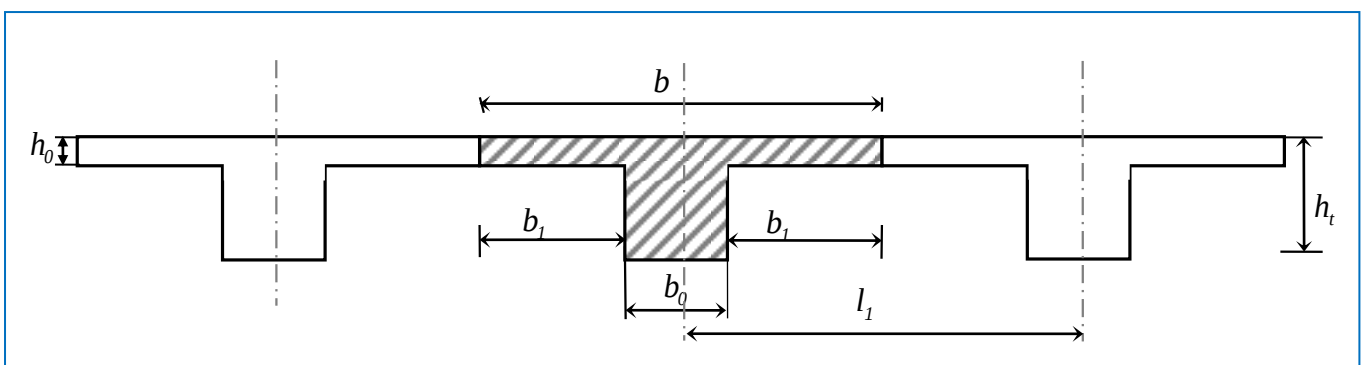


Figure III.2.2 : Dimensions de la poutrelle

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers.

$$\text{Donc on a des poutrelles de : } \begin{cases} h_t = 20 \text{ cm} \\ b_o = 12 \text{ cm} \\ h_o = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif aux poutres en T des hourdis de planchers, il est nécessaire de définir la largeur efficace « b » de la table de compression.

Calcul de b : le calcul de la largeur « b » se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_o)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

Pour avoir $b = 2b_1 + b_o \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$

Avec :

l : Longueur entre nus d'appuis.

l_1 : Longueur entre axes des poutrelles.

b_o : Largeur de la poutrelle.

h_o : Épaisseur de la dalle de compression.

h_t : Épaisseur du corps creux.

b_t : Largeur de l'hourdis.

b) Calcul des efforts internes**- Méthode de calcul**

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

- Méthode forfaitaire

Cette méthode est proposée par le règlement **BAEL91 modifié 99 [03]** dite méthode forfaitaire, elle permet d'évaluer les valeurs max des moments en travées et sur les appuis, avec des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant « M_0 » dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée, et soumise aux mêmes charges pour les dalles calculées dans un seul sens (les poutrelles et les poutres).

Cette méthode n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \text{ G})$
- Les moments d'inertie des sections transversales des poutres sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \dots \dots \#$
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante.

M_t : Moment max dans la travée étudiée.

M_w : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée.

M_e : La valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée.

α : Le rapport de charges d'exploitation « Q » à la somme des charges permanentes « G » et des

charges d'exploitation « Q » : $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

Les valeurs prise pour « M_t ; M_w ; M_e » doivent vérifier les conditions suivantes :

Travée de rive :

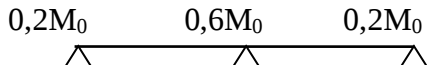
$$M_t \geq \max \left[\left(\max \left[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \right); \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \right]$$

Travée intermédiaire :

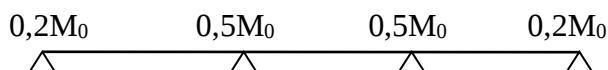
$$M_t \geq \max \left[\left(\max \left[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \right); \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \right]$$

La valeur absolue des moments sur appuis ne doit pas être inférieure a :

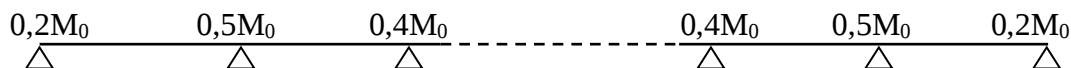
Cas de 02 travées :



Cas de 03 travées :



Cas de plus de 03 travées :



Pour le calcul des efforts tranchants, on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- Fissuration peu préjudiciable

Condition vérifiée

- Poutre à inerties transversales constantes

Condition vérifiée

- Charge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$:

Plancher étage courant (3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme}) :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 1,5 \text{ KN/m}^2; G = 4,04 \text{ KN/m}^2 \\ \left(1,5 < \max \left\{ 2 \times 4,04 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2 \right\} = 8,08 \text{ KN/m}^2 \right) \end{array} \right.$$

Condition vérifiée

Plancher étage de services (bureaux) :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 2,5 \text{ KN/m}^2; G = 4,04 \text{ KN/m}^2 \\ \left(2,5 < \max \left\{ 2 \times 4,04 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2 \right\} = 8,08 \text{ KN/m}^2 \right) \end{array} \right.$$

Condition vérifiée

Plancher étages commercial, bureau et parc de stationnement :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 2,5 \text{ KN/m}^2; G = 4,04 \text{ KN/m}^2 \\ \left(2,5 < \max \left\{ 2 \times 4,04 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2 \right\} = 8,08 \text{ KN/m}^2 \right) \end{array} \right.$$

Condition vérifiée

Plancher étage de locaux medicotechnique :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 3,5 \text{ KN/m}^2; G = 4,04 \text{ KN/m}^2 \\ \left(3,5 < \max \left\{ 2 \times 4,04 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2 \right\} = 8,08 \text{ KN/m}^2 \right) \end{array} \right.$$

Condition vérifiée

Plancher terrasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 1,5 \text{ KN/m}^2; G = 4,16 \text{ KN/m}^2 \\ \left(1,5 < \max \left\{ 2 \times 4,16 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2 \right\} = 8,32 \text{ KN/m}^2 \right) \end{array} \right.$$

Condition vérifiée

- Les rapports des portées successives sont compris entre : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{4,70}{4,50} = 1,04 \quad ; \quad \frac{l_2}{l_3} = \frac{4,50}{4,00} = 1,13 \quad ; \quad \frac{l_3}{l_4} = \frac{4,00}{4,50} = 0,9 \quad ; \quad \frac{l_4}{l_5} = \frac{4,50}{4,70} = 0,96$$

Tableau III.2.1: Vérification de la condition

Li	li+1	$\frac{li}{li+1}$	Observation
4,70	4,50	1,04	Condition vérifiée
4,50	4,00	1,13	Condition vérifiée
4,00	4,50	0,90	Condition vérifiée
4,50	4,70	0,96	Condition vérifiée

Conclusion

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

III.2.2.3. Ferrailage des poutrelles

- Plancher d'étage courant

Dans ce plancher, nous avons un type de poutrelles qui est représentée dans la figure III-3.

a) Combinaison de charge à l'ELU

La poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 4,04 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 5,008 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 5,008 \text{ KN/ml}$$

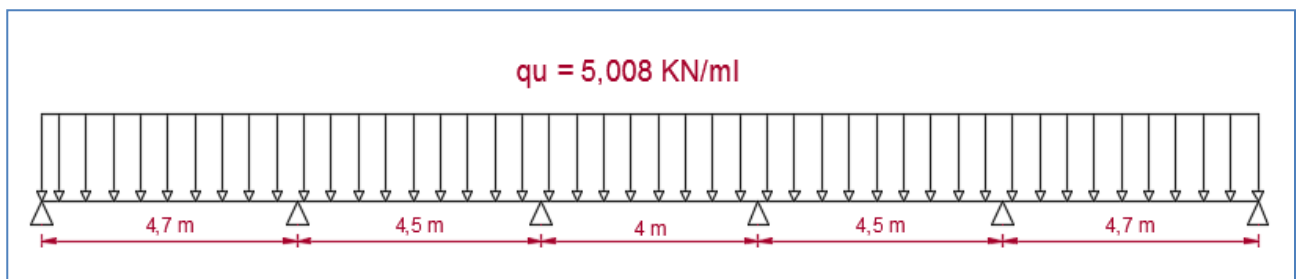
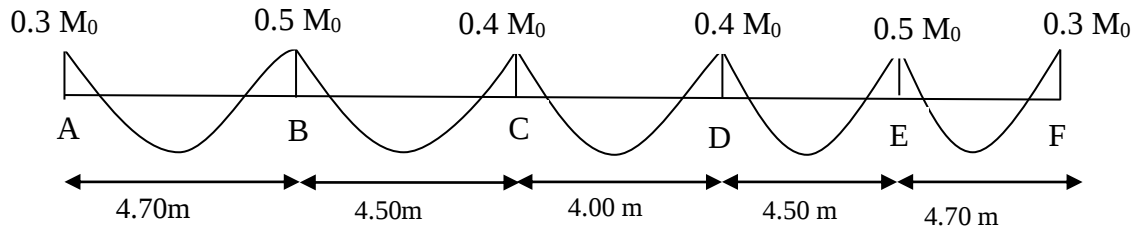


Figure III.2.3: Schéma statique à l'ELU

b) Calcul des sollicitations à E.L.U

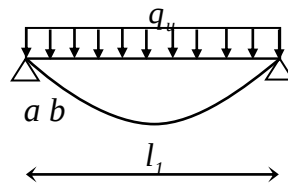
Calcul des moments sur appuis et en travées



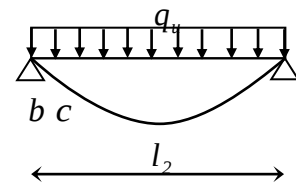
- Calcul de moment isostatique

$$M_{01} = \frac{q_u l_1^2}{8}; l_1 = 4,70 \text{ m}$$

$$M_{01} = 13,83 \text{ KN.m}$$

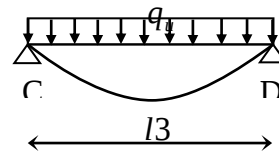


$$M_{02} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 4,50 \text{ m}$$



$$M_{02} = 12,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u l_3^2}{8}; l_3 = 4,00 \text{ m}$$



$$M_{03} = 10,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = M_{05} = 13,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = 12,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 10,02 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0,2M_{01} = 0,2 \times 13,83 = 2,77 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5(13,83; 12,68) = 0,5 \times 13,83 = 6,92 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4(12,68; 10,02) = 0,4 \times 12,68 = 5,07 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4(10,02; 12,68) = 0,4 \times 12,68 = 5,07 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,5(12,68; 13,83) = 0,5 \times 13,83 = 6,92 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,2M_{05} = 0,2 \times 13,83 = 2,77 \text{ KN.m}$$

Conclusion

$$M_A = M_F = 2,77 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 6,92 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 5,07 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travée

Calcul des rapports des charges

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \alpha = 0,270$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,081$$

$$\text{Dans le cas d'une travée intermédiaire : } \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,541$$

$$\text{Dans le cas d'une travée de rive : } \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,762$$

Dans le cas d'une travée de rive :

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

Dans le cas d'une travée intermédiaire :

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

Etude de la travée AB : (travée de rive)

$$M_{tAB} \geq \max \left[\left(\max [(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2} \right); \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} \right]$$

$$M_{tAB} \geq \max [(\max [14.520; 14.95] - 4.845); 10.540]$$

$$M_{tAB} \geq \max [10.112; 10.540]$$

On prend $M_{tAB} = 10,540 \text{ KN.m}$

Etude de la travée BC : (travée intermédiaire)

$$M_{tBC} \geq \max \left[\left(\max [(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2} \right); \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} \right]$$

$$M_{tBC} \geq \max [(\max [13.312; 13.71] - 5.995); 6.867]$$

$$M_{tBC} \geq \max [7.725; 6.867]$$

On prend : $M_{tBC} = 7.725 \text{ KN.m}$

Étude de la travée CD : (travée intermédiaire)

$$M_{tCD} \geq \max \left[\left(\max [(1 + 0.3\alpha)M_{03}; 1.05M_{03}] - \frac{M_C + M_D}{2} \right); \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} \right]$$

$$M_{tCD} \geq \max [(\max [10.836; 10.523] - 5.07); 5.438]$$

$$M_{tCD} \geq \max [5.767; 5.439]$$

On prend $M_{tCD} = 5,768 \text{ KN.m}$

Étude de la travée DE : (travée intermédiaire)

$$M_{tDE} \geq \max \left[\left(\max [(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}] - \frac{M_D + M_E}{2} \right); \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} \right]$$

$$M_{tDE} \geq \max [(\max [13.312; 13.71] - 5.995); 6.867]$$

$$M_{tDE} \geq \max [7.725; 6.867]$$

On prend $M_{tDE} = 7.725 \text{ KN.m}$

Étude de la travée EF : (travée de rive)

$$M_{tEF} \geq \max \left[\left(\max [(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}] - \frac{M_E + M_F}{2} \right); \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} \right]$$

$$M_{tEF} \geq \max [(\max [14.520; 14.95] - 4.845); 10.540]$$

$$M_{tEF} \geq \max [10.112; 10.540]$$

On prend $M_{tEF} = 10,540 \text{ KN.m}$

Conclusion

$$M_{tAB} = M_{tEF} = 10,540 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = M_{tDE} = 7,725 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = 5,768 \text{ KN.m}$$

- 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 :

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

Pour la poutre continue reposant sur 06 appuis :**Travée AB :**

$$T_A = [(Q_u \times L_{ab})/2] + [(M_b - M_a)/L_{ab}]$$

$$T_A = \frac{5,008 \times 4,70}{2} + \frac{6,92 - 2,77}{4,70} = 10,89 \text{ KN}$$

$$T_B = [- (Q_u \times L_{ab})/2] + [(M_b - M_a)/L_{ab}]$$

$$T_B = - \frac{5,008 \times 4,70}{2} + \frac{6,92 - 2,77}{4,70} = -12,65 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = \frac{5,008 \times 4,50}{2} + \frac{5,07 - 6,92}{4,50} = 11,68 \text{ KN}$$

$$T_C = [-(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = -\frac{5,008 \times 4,50}{2} + \frac{5,07 - 6,92}{4,50} = -10,86 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = [(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{BC}]$$

$$T_C = \frac{5,008 \times 4,00}{2} + \frac{5,07 - 5,07}{4,00} = 10,02 \text{ KN}$$

$$T_D = [-(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{BC}]$$

$$T_D = -\frac{5,008 \times 4,00}{2} + \frac{5,07 - 5,07}{4,00} = -10,02 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = [(q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = -\frac{5,008 \times 4,50}{2} + \frac{6,92 - 5,07}{4,50} = 10,86 \text{ KN}$$

$$T_E = [-(q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = -\frac{5,008 \times 4,50}{2} + \frac{6,92 - 5,07}{4,50} = -11,68 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = [(q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_A = \frac{5,008 \times 4,70}{2} + \frac{2,77 - 6,92}{4,70} = 12,65 \text{ KN}$$

$$T_F = [(q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_F = -\frac{5,008 \times 4,70}{2} + \frac{2,77 - 6,92}{4,70} = -10,89 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous :

Tableau III.2.2: Efforts internes de poutrelles de l'étage courant à l'ELU

Étage courant	Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
	<i>a</i>		10.89	2,77	10,54
	<i>b</i>	-12.65	11,68	6,92	
	<i>c</i>	-10,86	10,02	5,07	7,72
	<i>d</i>	-10,02	10,86	5,07	5,76
	<i>e</i>	-11,68	12,65	6,92	7,72
	<i>f</i>	-10,89		2,77	10,54

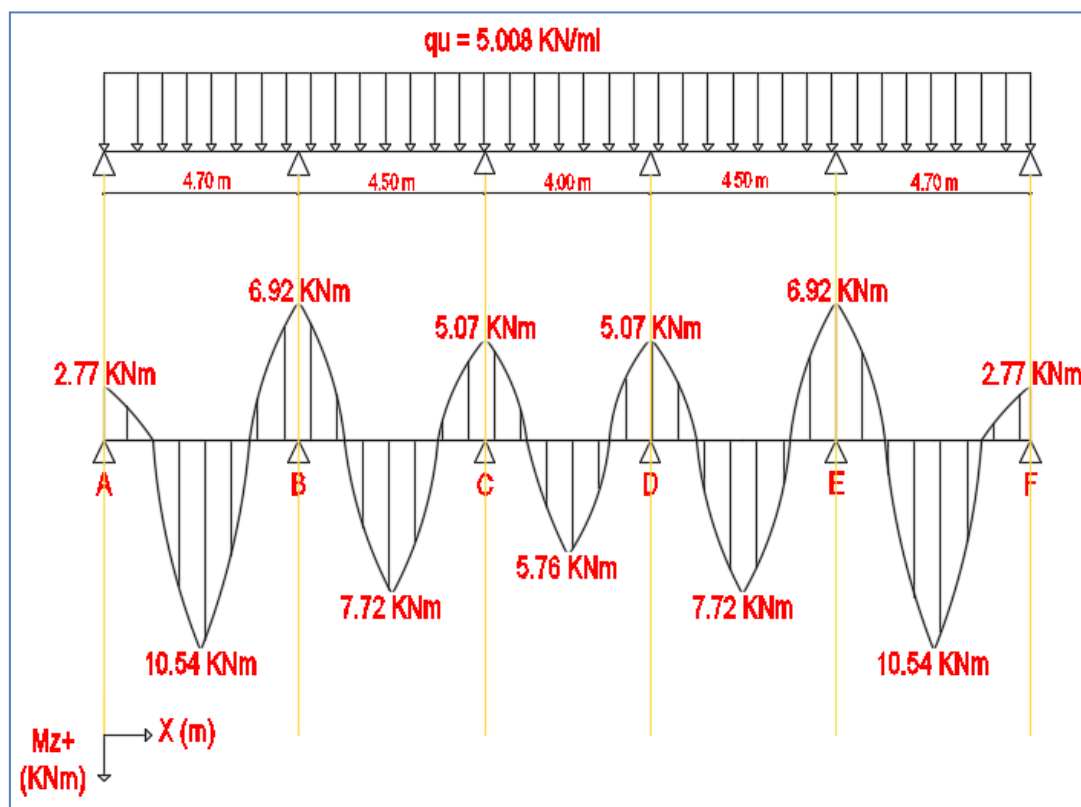


Figure III.2.4: Diagramme des moments à l'ELU.

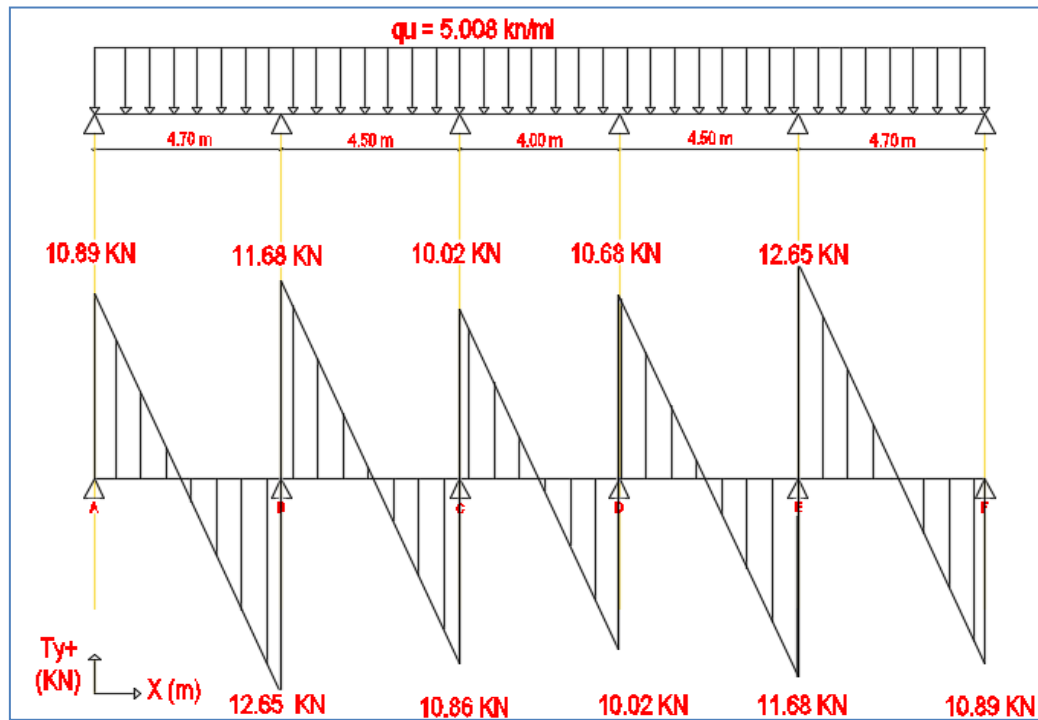


Figure III.2.5: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

c) Ferrailage à l'ELU :

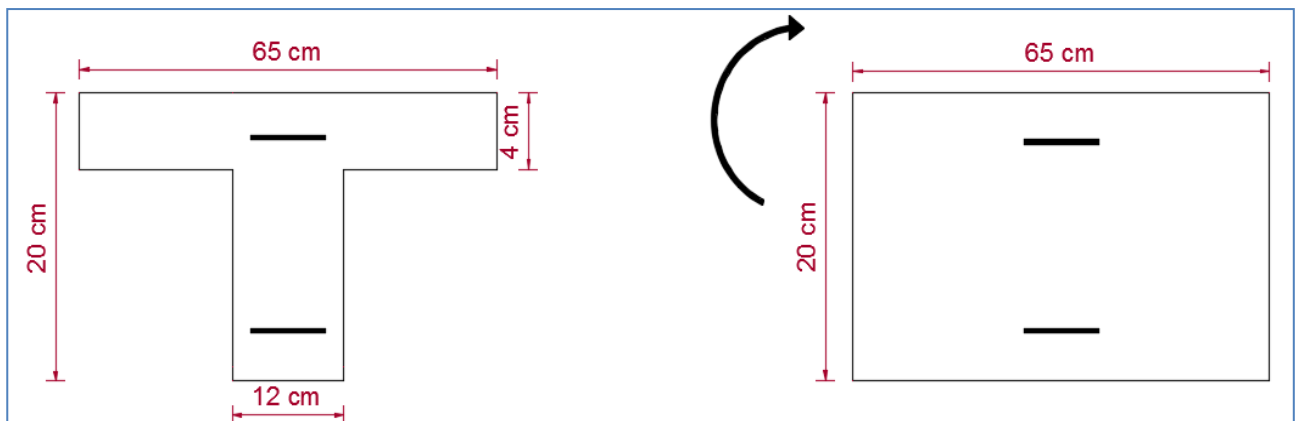
Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 10,54 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6,92 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures longitudinales



$b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $h_0 = 4\text{ cm}$; $d = 18\text{cm}$

- Armatures en Travée

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

$$M_t^{\max} = 10,54 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = b h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 10,54 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh).

Avec : **b = 65cm h = 20cm**

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{10,54 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.035 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.035 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{10,54 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 1,713 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,713 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA10 = 2,35 cm²

- Armatures aux appuis

Etant donnée la table de compression est entièrement tendu, alors le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section ($b_0 \times h$) = (12x20).

$$M_a^{\max} = 6,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{6,92 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0.125 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.17 \rightarrow \beta = 0.932$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,92 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 348} = 1.853 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,853 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA10+1HA12 = 1,91 cm²

d) Vérifications à l'E L U

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL b91 modifié 99 [03])**

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

- **En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- **Aux Appuis :**

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

$$A_a = 1.91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement): (Art .A.5, 1.1 / BAEL91 modifié 99 [03])**

Les armatures d'âme (armatures transversales) sont perpendiculaires à la fibre moyenne ainsi que la fissuration est peu préjudiciable, comme il est indiqué ci-dessus, le BAEL 91 modifié 99 [03] donne la contrainte tangentielle admissible suivante :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d}$$

Avec b_0 : La largeur de l'âme.

τ_u : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite.

$T_{\max}$: Effort tranchant ($T_{\max} = 12.65 \text{ KN}$)

$$\tau_u = \frac{12.65 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ fissurations peu nuisibles}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1,3/BAEL91/modifié 99 [03])**

Pour qu'il n'y ait pas entraînement des barres, alors il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{T^{\max}}{0.9 d \sum u}$$

Avec :

$\sum u_i$: La somme des périmètres utiles des barres tendues

$$\sum u_i = n \pi \phi = 1 \times \pi \times 10 = 31.40 \text{ mm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

ψ_s : Coefficient de scellement : $\psi_s = 1$: ronds lisses

$\psi_s = 1.5$: Haute adhérence

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

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

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

$$\tau_{se} = \frac{12.65 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 31.40} = 2.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

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

- **Longueur de scellement droit : (Art A.6.1,22/BAEL 91 modifié 99 [03])**

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Nous allons assurer l'ancrage pour le diamètre le plus important des barres, soit l'armature HA12.

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi_l \bar{f}_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets $L_c = 0,4 L_s$ (**BAEL 91 modifié 99 [03] Art. A.6.1**)

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

On prend : **$L_c = 20 \text{ cm}$**

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

- **Sur le béton : (Art A.5. 1, 313/ BAEL 91 modifié 99 [03])**

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

Avec : $T_{\max}$: Effort tranchant.

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

Appui intermédiaire : $T_{\max} = 12,65 \text{ KN} \leq 129,6 \text{ KN}$

Condition vérifiée

Appui de rive : $T_{\max} = 10,89 \text{ KN} \leq 129,6 \text{ KN}$

Condition vérifiée

- Sur l'acier

Appuis intermédiaire : (Art A.5. 1, 321/ BAEL 91 / modifié 99 [03])

D'après (l'Art A.5. 1, 321) du BAEL 91 / modifié 99 [03], si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0,9.T_u.d$, alors on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort

égale à : $T^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9.d}$

On a :

$$0,9.T_u.d = 0,9.12,65.0,18 = 2,05KN.m$$

$$M_u = 6,92KN.m > 0,9.T_u.d = 2,05KN.m$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/ BAEL 91 modifié 99 [03])

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant T d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition : $A_{\text{stadopté}} > A_{\text{s tan crer}} = \frac{T_u^{\max}}{f_e}$

$$A_{\text{s tan crer}} = \frac{T_u^{\max}}{f_e} = \frac{10,89.10^3}{348.10^2} = 0,31cm^2$$

$$A_{\text{stadopté}} = 1,91cm^2 > A_{\text{s tan crer}} = 0,31cm^2$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes.

- **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires: (Art A.5. 1, 322/ BAEL 91 modifié 99 [03])**

Il faut vérifiée cette condition : $\sigma_{bc} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 0,9d} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 0,9d} = \frac{(12,65) \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 0,65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure : (Art A.5.3,2/ BAEL 91 modifié 99 [03])**

S : l'effort tangent par unité de longueur relatif au largeur b_1 de l'hourdis.

$$S = \frac{V_u}{z} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement du béton dans la section de jonction avec la nervure.

$$\tau_u = \frac{S}{h_0} = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0}$$

Alors pour assurer la liaison des membrures d'une poutre avec l'âme, il faut vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{12,65 \cdot 10^3 \cdot (650 - 120)}{1,8 \cdot 650 \cdot 180 \cdot 40} = 0,80 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciables :

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

$$\tau_u = 0,80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales : (Art.A.7.2.2 / BAEL 91 modifié 99 [03])**

Le rôle des armatures transversales est de reprendre les sollicitations due à l'effort tranchant.

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right)$$

Avec :

Φ_t : diamètre des armatures transversal.

Φ_l : diamètre des armatures longitudinal.

b_0 : diamètre de la section ; $b_0 = 12\text{cm}$

$\Phi_{\max} = 1,2$ (le plus grand diamètre des armatures longitudinales).

h : hauteur de la section ; $h = 20\text{cm}$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,2 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte : $2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$.

- **Espacement max des armatures transversales : (Art. A .5.1, 22/BAEL 91 modifié 99 [03]))**

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

$$S_t \leq \min\{0,9 \times 18; 40\text{cm}\} = \min\{16,2; 40\text{cm}\} = 16,2 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 16 \text{ cm}$

- **Calcul de l'écartement initial : (en appliquant la méthode forfaitaire de Caquot) :**

Cette méthode n'est applicable qu'aux poutres de section constante et soumise à des charges uniformément réparties.

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28})}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Cadres droits $\Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$.

$k=1$ dans le cas général

$$2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28}) \cdot b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0,8 \times 0,56 \times 400}{(0,80 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 12} = 87,84 \text{ cm}$$

On prendra l'espacement inférieur à S_{t0} dans la série de Caquot :

7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 13 ; 16 ; 20 ; 25 ; 25 ; 35 (cm).

On prend : $S_{t0} = 16 \text{ cm}$

Le premier cours des armatures transversales est placé à une distance du nu d'appui au plus égale à la moitié de l'écartement initiale.

On prend : $S_{t0} = 8 \text{ cm}$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales : (Art 5.1,22/BAEL 91 modifié 99 [03]))**

Il faut vérifiée cette condition : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0,4bS_t}{f_e}$

$$A_{min} = \frac{0,4 \times 12 \times 16}{400} = 0,192 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 0,56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,192 \text{ cm}^2$$

e) Vérifications à l'ELS

Pour les calculs à l'E.L.S, on peut utiliser une méthode simplifiée pour la détermination des sollicitations ; cette dernière consiste à tirer un coefficient de minoration du rapport $\beta = \frac{q_s}{q_u}$ et on multiplie les moments et les efforts tranchants par ce coefficient qui nous donne les valeurs des sollicitations.

- **Combinaison de charge à l'ELS :** $q_s = (G+Q) \times 0,65 = (4,04+1,5) \times 0,65 = 3,60 \text{ KN/ml}$.

- **Calcul des efforts internes :**

Après application de cette dernière méthode, on obtient les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchant données ci-dessous sous forme de diagrammes.

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 5,008 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 3,60 \text{ KN/ml}$$

$$\beta = \frac{q_s}{q_u} = \frac{3,60}{5,008} = 0.718$$

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

$$M_{01} = \frac{3,60 \times (4,70)^2}{8} = 9,940 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{3,60 \times (4,50)^2}{8} = 9,112 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{3,60 \times (4,00)^2}{8} = 7,200 \text{ KN.m}$$

- **Les sollicitations du plancher étage courant à L'E.L.S**

Tableau III.2.3: Efforts internes des poutrelles à l'ELS

étages courants	Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
	<i>a</i>		9,094	1,988	7,574
	<i>b</i>	-7,825	7,805	4,556	5,749
	<i>c</i>	-8,394	7,2	3,645	3,895
	<i>d</i>	-7,2	8,394	3,645	5,749
	<i>e</i>	-7,805	7,825	4,556	7,574
	<i>f</i>	-9,094		1,988	

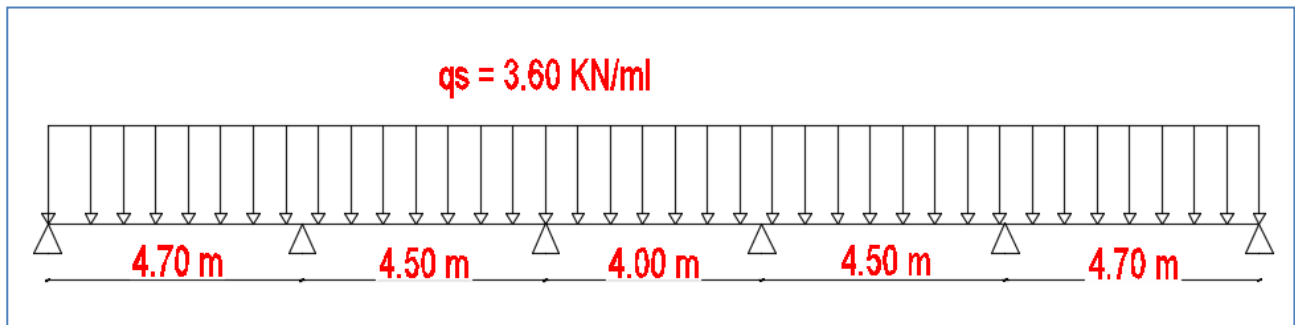


Figure III.2.6: Schéma statique du plancher l'ELS

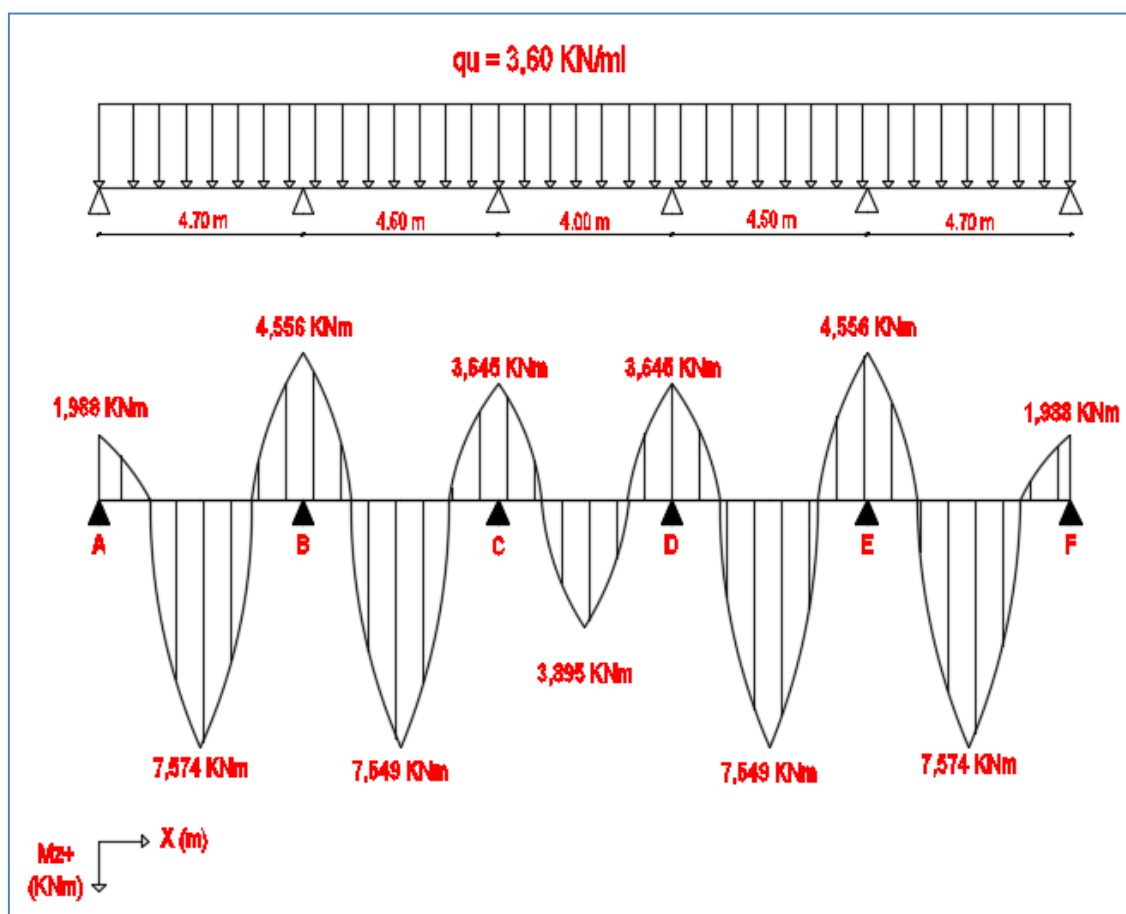


Figure III.2.7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

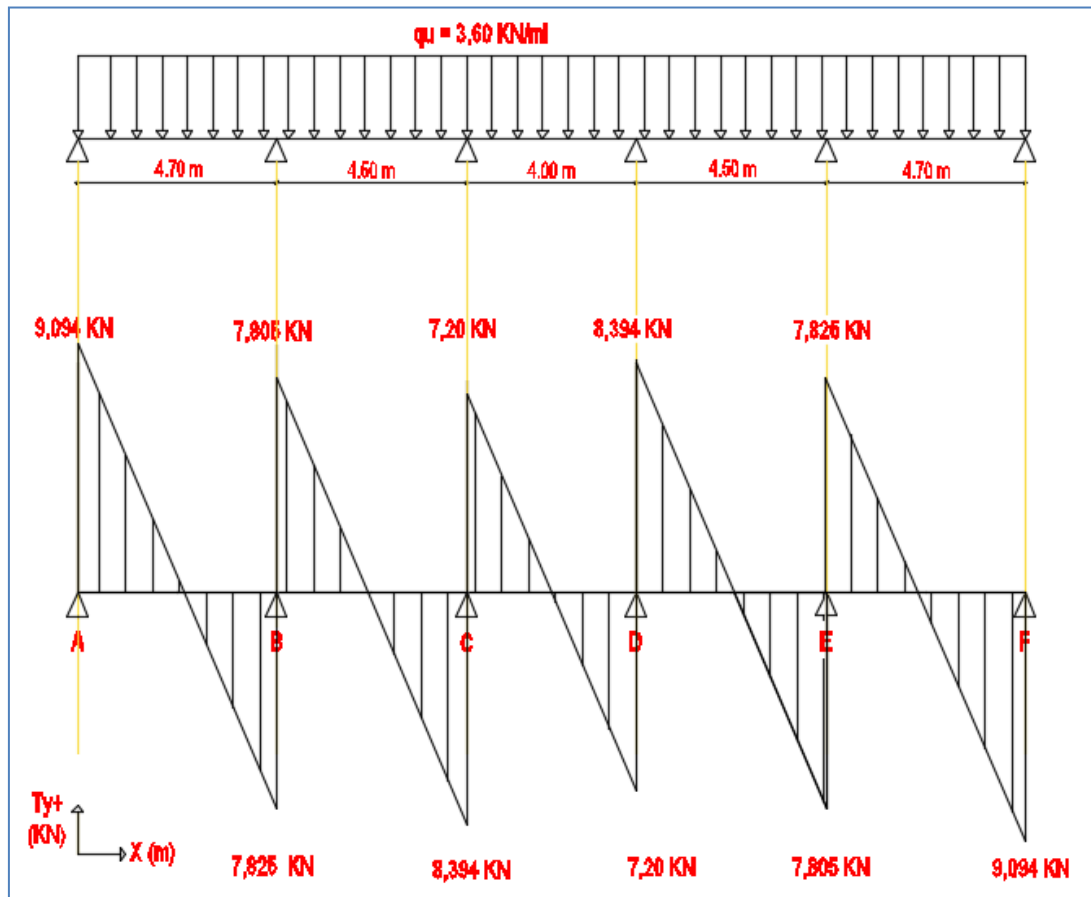


Figure III.2.8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

- ✓ Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2 BAEL91modifié99[03])

La fissuration est considérée peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- ✓ Vérification de la résistance à la compression du béton :
(Art.4.5,2/BAEL91modifié99[03])

On doit vérifier :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

- En travée :

- Contrainte dans l'acier

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_s = 7,574 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2,35 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_1 = 1,087 \Rightarrow k_1 = 19,72 \Rightarrow \beta_1 = 0,856$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{7,574 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 209,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 209,17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

- Contrainte dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_{1s}} = \frac{209,17}{19,72} = 10,61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,61 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

- Sur appuis :

- Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,91}{12 \times 18} = 0.883$$

$$\rho_1 = 0.884 \Rightarrow k_1 = 22,59 \Rightarrow \beta_1 = 0.867$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{4,556 \times 10^6}{0,867 \times 18 \times 1,91 \times 10^3} = 152,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 152,85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

- Contrainte dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{152,85}{22,59} = 6,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,77 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

- **Etat limite de déformation: (Art B.6.8, 424 BAEL 91 modifié 99 [03])**

D'après les règles de **BAEL 91 modifié 99 [03]**), lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$\begin{aligned} 1) \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ 2) \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \\ 3) \quad & \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :

h : hauteur totale. (h = 20cm)

l : porté entre nue d'appuis. (l = 4.70)

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment max de la travée isostatique.

A_t : Section des armatures.

b₀ : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{470} = 0,042 > \frac{1}{22.5} = 0,044$$

Condition non vérifiée

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} > \frac{3,6}{f_e}$$

Condition non vérifiée

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{7,574}{15 \times 9,940} = 0.051$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{470} = 0,042$$

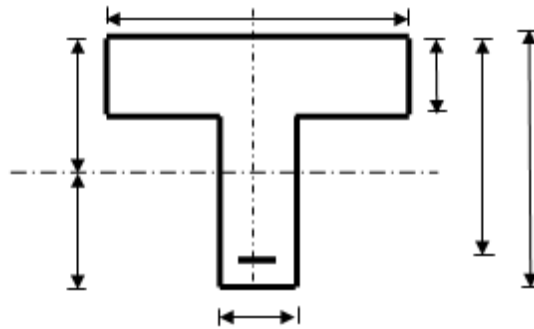
$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

Condition non vérifiée

Les conditions ne sont pas vérifiées donc on passera au calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche : (Art B6.5.2/BAEL91[03])**

On doit vérifier que :



$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fp}} \leq \bar{f} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4400}{500} = 8,00 \text{ mm}$$

Avec :

$\overline{f}$: La flèche admissible.

E_V : Module de déformation différé.

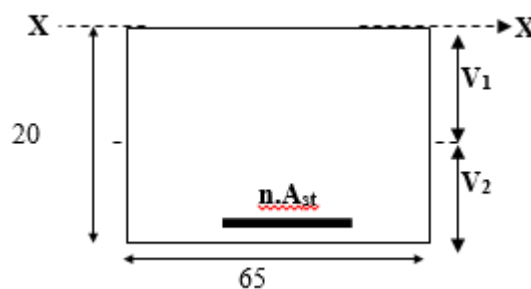
$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$



Calcul du moment équilibré par la table de compression :

$$M_{s0} = \frac{b \cdot (h_0)^2}{30} \cdot \frac{\left(d - \frac{h_0}{3}\right)}{(d - h_0)} \cdot \sigma_{st} = \frac{65 \cdot (4)^2}{30} \cdot \frac{\left(18 - \frac{4}{3}\right)}{(18 - 4)} \cdot 348 = 14,36 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 7,574 \text{ KN.m} < M_{s0} = 14,36 \text{ KN.m}$$

⇒ L'A.N tombe dans la table de compression

⇒ Le calcul se fera en considérant rectangulaire (bxh) = (65x20) cm²

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b \times h + 15 A_s$$

$$B_0 = 65 \times 20 + 15 \times 2,35 = 1335,25 \text{ cm}^2$$

Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (XX) :

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 13634,50 \text{ cm}^2$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{13635,5}{1335,25} = 10,21 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,21 = 9,79 \text{ cm}^2.$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_{st} \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10,21^3 + 9,79^3) + 15 \times 2,35 \times (9,79 - 2)^2 = 45529,78 \text{ cm}^4.$$

Avec:

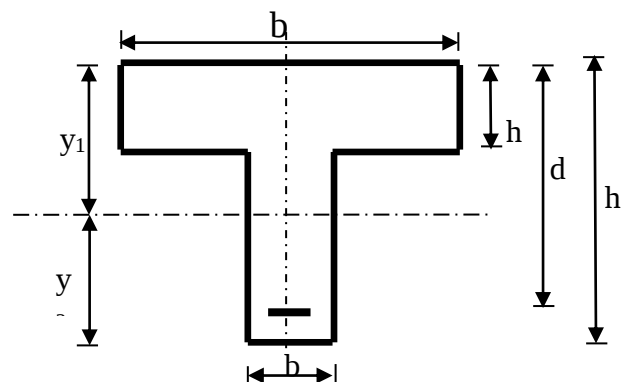
B_0 : aire de la section homogénéisée

M_s : moment fléchissant max à l'ELS

E_v, E_i : module de déformation différée (respectivement instantanée) du béton.

I_{fv}, I_{fi} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée (respectivement instantanée).

ρ : Le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure



$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{2,35}{65 \times 18} = 0,002$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,002 \cdot (2 + 3)} = 10,46$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times (10,46) = 4,18$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,002 \times 209,17 + 2,1} = 0,028$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 45529,78}{1 + 10,46 \times 0,028} = 38769,749 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 45529,78}{1 + 4,18 \times 0,028} = 44848,09 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{7,574 \times 10^3 \times (440)^2}{10 \times 32164,20 \times 38769,749}$$

$$f_i = 0,118 \text{ cm} < \overline{f_i} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{7,754 \times 10^3 \times (440)^2}{10 \times 10818,86 \times 44848,09}$$

$$f_v = 0,302 \text{ cm} < \overline{f_v} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$$

⇒ La flèche est vérifiée.

Conclusion

Les poutrelles de l'étage de service seront ferrillées comme suit :

- **Armatures longitudinales :**
 - 3HA10** pour le lit inférieur.
 - 1HA10** pour la barre de montage du lit supérieur
 - 1HA12** pour le lit supérieur au niveau des appuis
- **Armatures transversales :**
 - 1 étrier en $\Phi 6$

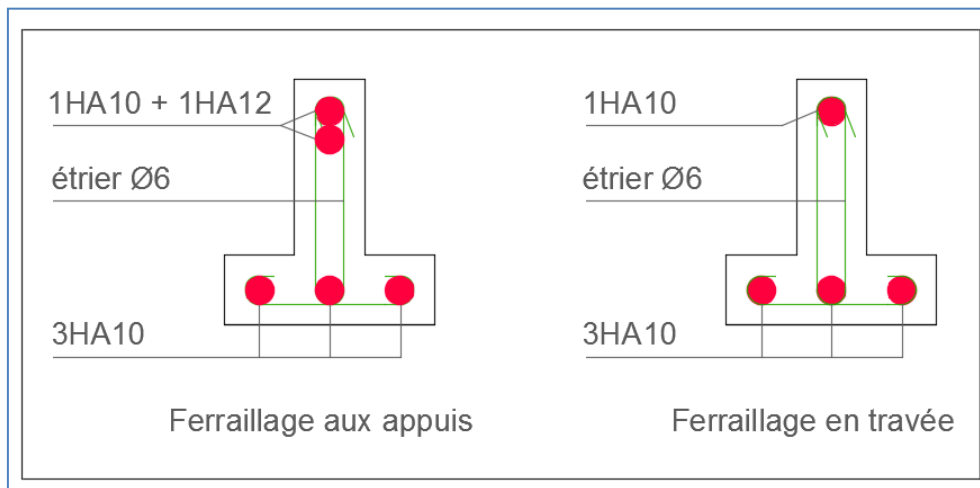


Figure III.2.9: Disposition des armatures dans la poutrelle d'étage courant

Note : Le calcul des autres types de planchers sera donné sous une forme résumée afin de faciliter la comparaison des résultats obtenus.

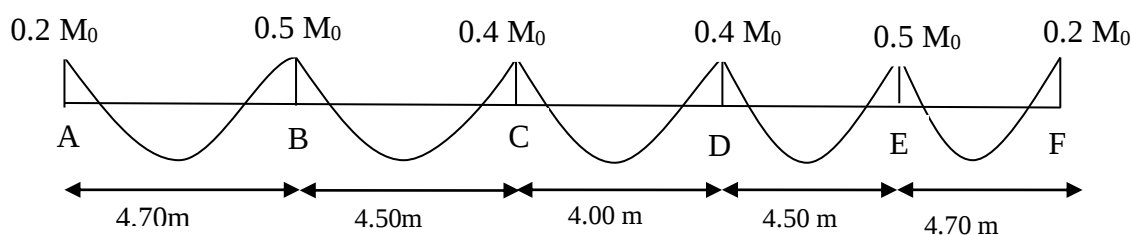
III.2.3. Plancher type 2

Ce type de plancher concerne les étages ayant une surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$, en l'occurrence les étages suivants : Sous-sol ; RDC ; étage 1 et étage 7.

Tableau III.2.4: Les données de calcul du plancher type 2

Charge permanente G	Surcharge d'exploitation Q	Combinaison de charges à l'ELU	Combinaison de charges à l'ELS
4,04 KN/m ²	2,5 KN/m ²	5,98 KN/m ²	4,251 KN/m ²

III.2.3.1. Schéma de calcul des sollicitations à l'ELU



Calcul de moment isostatique : $M_{01} = \frac{q_u l_1^2}{8}$

Calcul des moments sur appuis :

- **Appuis de rive** : $M_a = 0,2 M_0 \times l$
- **Appuis proche de rive** : $M_a = 0,5 \times \text{Max} (M_{0i}; M_{0i+1})$
- **Appuis intermédiaire** : $M_a = 0,4 \times \text{Max} (M_{0i}; M_{0i+1})$

Les rapports des charges : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \alpha = 0,382$; $1 + 0,3\alpha = 1,114$

Dans le cas d'une travée intermédiaire : $\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,557$

Dans le cas d'une travée de rive : $\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,657$

Calcul des moments en travée :

$$M_{tAB} \geq \max \left[\left(\max \left[(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01} \right] - \frac{M_A + M_B}{2} \right); \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} \right]$$

$$M_{tBC} \geq \max \left[\left(\max \left[(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02} \right] - \frac{M_B + M_C}{2} \right); \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} \right]$$

$$M_{tCD} \geq \max \left[\left(\max \left[(1 + 0.3\alpha)M_{03}; 1.05M_{03} \right] - \frac{M_C + M_D}{2} \right); \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} \right]$$

III.2.3.2. Calcul des efforts tranchants

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

$$V_i = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad ; \quad V_{i+1} = \frac{-q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Tableau III.2.5 : Calcul des sollicitations du plancher type 2

Les moments isostatiques				Les moments sur appuis		Les moments en travée		Les efforts tranchant		
Travée	Longueur (m)	Mo (KN.m)		Ma (KN.m)		Mt (KN.m)		Travée	Tu (KN)	
A-B	4,70	M ₀₁	16,51	M _A	3,302	M _{AB}	12,614	A-B	T _A	15,107
									T _B	-12,999
B-C	4,50	M ₀₂	15,13	M _B	8,255	M _{BC}	8,427	B-C	T _B	12,965
									T _C	-13,945
C-D	4,00	M ₀₃	11,98	M _C	6,052	M _{CD}	7,294	C-D	T _C	11,960
									T _D	-11,960
D-E	4,50	M ₀₄	15,13	M _D	6,052	M _{DE}	8,427	D-E	T _D	13,945
									T _E	12,965
E-F	4,70	M ₀₅	16,51	M _E	8,255	M _{EF}	12,614	E-F	T _E	12,999
									T _F	-15,107
				M _F	3,302					

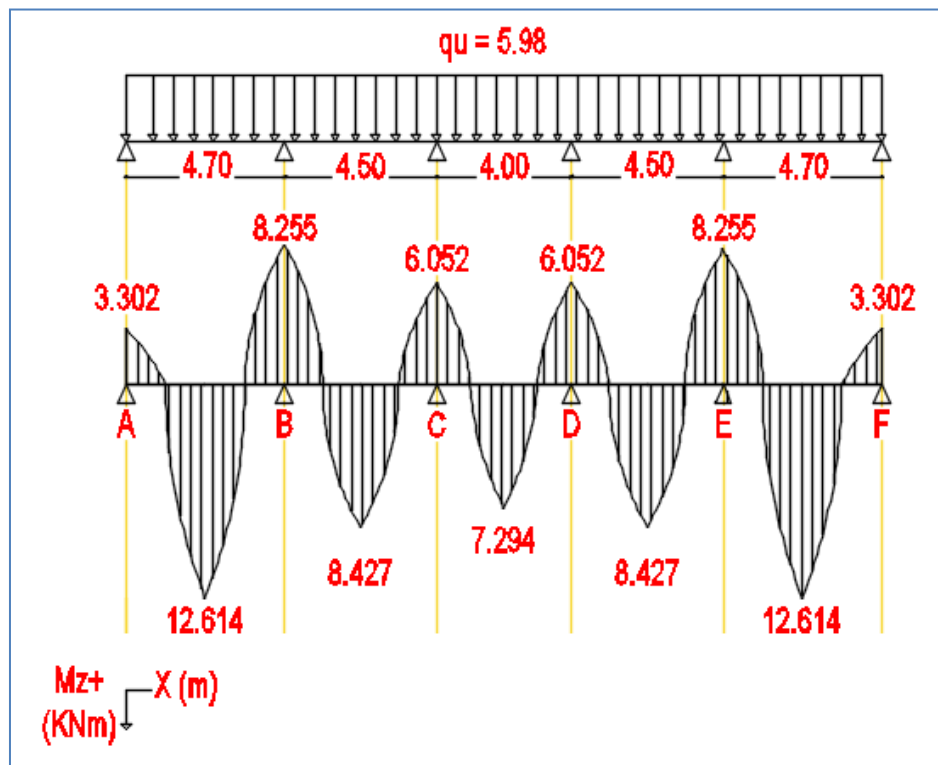


Figure III.2.10: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

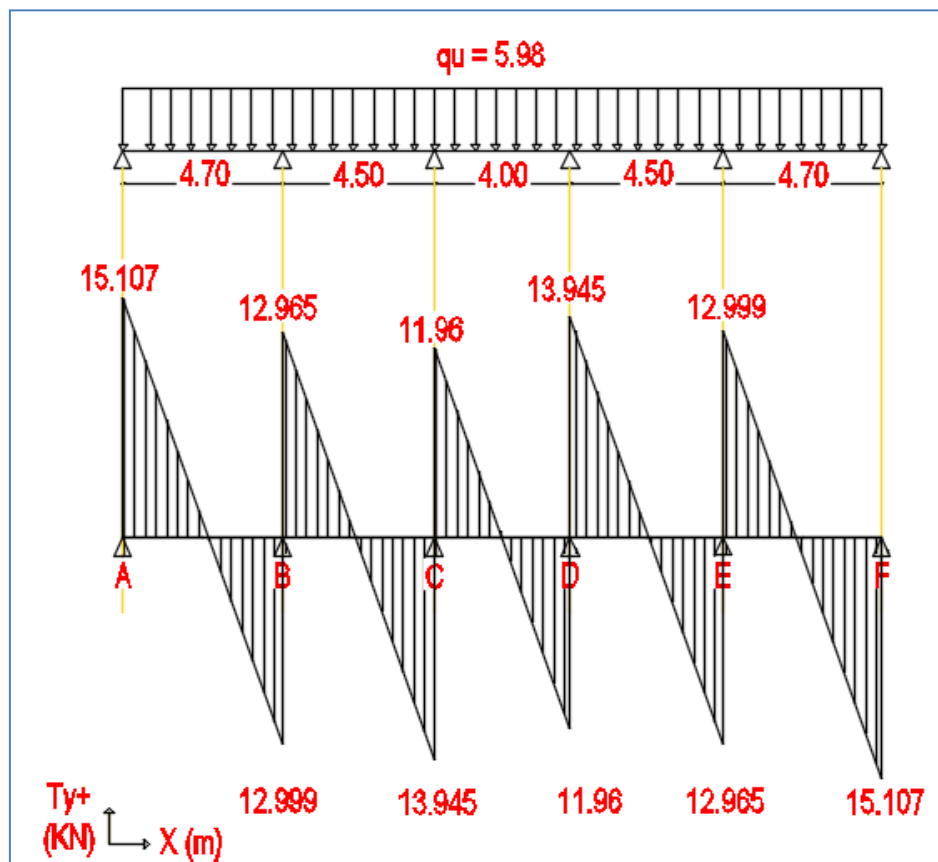


Figure III.2.11: Diagramme des efforts tranchants a l'ELU

III.2.3.3. Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont : $M_t^{\max} = 12,614 \text{ KN.m}$

$$M_a^{\max} = 9,084 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures longitudinales

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$

• Armatures En Travée

Le moment qui peut être repris par la table de compression : $M_0 = bh_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

$M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 10,54 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,614 \cdot 10^3}{65 \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0,042 < 0,392 \text{ (SSA)} \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12,614 \cdot 10^3}{0,979 \cdot 18 \cdot 348} = 2,06 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} = 2,06 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA10 = 2,35 cm²

• Armatures Aux Appuis

$M_a^{\max} = 8,255 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,255 \cdot 10^3}{12 \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0,150 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,918$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8,255 \cdot 10^3}{0,918 \cdot 18 \cdot 348} = 1,44 \text{ cm}^2 \rightarrow A_a = 1,44 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA10 + 1HA10 = 1,57 cm²

- **Calcul des armatures transversales : (Art.A.7.2.2 / BAEL91 [03])**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,0\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte: $2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

- **Espacement max des armatures transversales : (Art. A .5.1, 22/ BAEL 91[03])**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

- **Calcul de l'écartement initial : (en appliquant la méthode forfaitaire de Caquot)**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28})}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Cadres droits $\Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$.

$K=1$ dans le cas général

$$2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28}) \cdot b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0,8 \cdot 0,56 \cdot 235}{(0,699 - 0,3 \cdot 1 \cdot 21) \cdot 12} = 127,15 \text{ cm}$$

On prendra l'espacement inférieur à S_{t0} dans la série de Caquot : 7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 13 ; 16 ; 20 ; 25 ; 35 (cm).

$\Rightarrow$ On prend : $S_t = 16 \text{ cm}$

Le premier cours des armatures transversales est placé à une distance du nu d'appui au plus égale à la moitié de l'écartement initiale.

$\Rightarrow$ On prend : $S_{t0} = 8 \text{ cm}$

Conclusion

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers de $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$, avec un espacement constant de $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles.

III.2.3.4. Vérifications à l'E L U

Les vérifications effectuées à l'ELU sont comme suit :

- 01) Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL91[03])
- 02) Contrainte de cisaillement (Art .A.5, 1.1 /BAEL 91[03])
- 03) contrainte d'adhérence et d'entraînement :(Art A.6.1.3/BAEL91[03])
- 04) Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22[03])
- 05) Ancrage mesurée hors crochets (BAEL 91 [Art. A.6.1] [03])
- 06) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91[03])
- 07) Influence de l'effort tranchant sur l'acier (Art A.5. 1, 321 et Art A.5. 1, 322 /BAEL91[03])
- 08) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires(Art A.5. 1, 322/BAEL91[03])
- 09) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :(Art A.5.3,2/BAEL91[03])
- 10) Pourcentage minimum des armatures transversales :(Art 5.1,22/BAEL91[03])

Tableau III.2.6 : Vérification a l'ELU

N°	Formule de calcul	Valeur calculée		Valeur admissible	Observation
01	$A_s \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$	Appuis	1,57 cm ²	0,26 cm ²	Condition vérifiée
		Travée	2,35 cm ²	1,41 cm ²	
02	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ avec $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$ $\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\}$ fissurations non-préjudiciable	0, 659 MPa		3,33MPa	Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.
03	$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ avec $\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 d \sum u}$ $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$	1,485 MPa		3,15 MPa	Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.
04	$L_s = \frac{\phi_l f_e}{4 \tau_{se}}$ Avec: $\bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28}$	35,27 cm			On opte pour Ls= 40 cm
05	$L_c = 0,4L_s$	16 cm			On opte pour Lc= 20 cm
06	$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9d \cdot b_0$	Appui intermédiaire	12,999 KN	129,6 KN	Condition vérifiée
		Appui de rive	15,107 KN	129,6 KN	
07	$M_u > 0,9.T_u \cdot d$,	Appui intermédiaire	8,255 KN.m	2,447 KN.m	Les armatures calculées sont suffisantes
	$A_{st} > A_{ancrage} = \frac{T_u^{\max}}{f_e}$	Appui de rive	1,57 cm ²	0,43 cm ²	
08	$\sigma_{bc} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 0,9d} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	0,777 MPa		21,67 MPa	Condition vérifiée
09	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec : $\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0}$ et $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$	0,64 MPa		3,33 MPa	Condition vérifiée
10	$A_{adopté} > A_{\min} = \frac{0,4bS_t}{f_e}$	0,56 cm ²		0,33 cm ²	Condition vérifiée

III.2.3.5. Détermination des efforts internes à l'ELS

Après application de la méthode forfaitaire (exposée précédemment), on obtient les valeurs des moments données dans le tableau ci- dessous.

Tableau III.2.7 : Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage de service à l'ELS

Plancher type 2	Types	Appuis	Efforts		Moments sur appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
	Type 2	A		10,743	2,348	8,698
		B	-9,241	9,217	5.869	6,940
		C	-9,912	8,502	4.304	5,484
		D	-8,502	9,912	4.304	6,940
		E	-9,217	9,241	5,869	8,698
		F	-10.743		2,348	

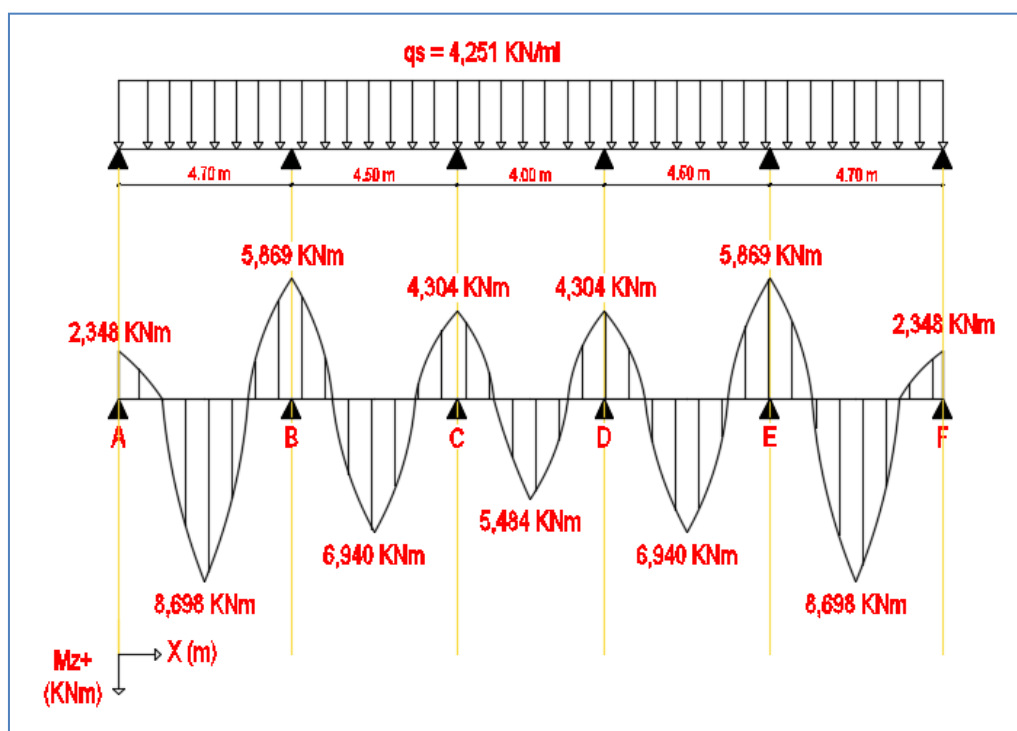


Figure III.2.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

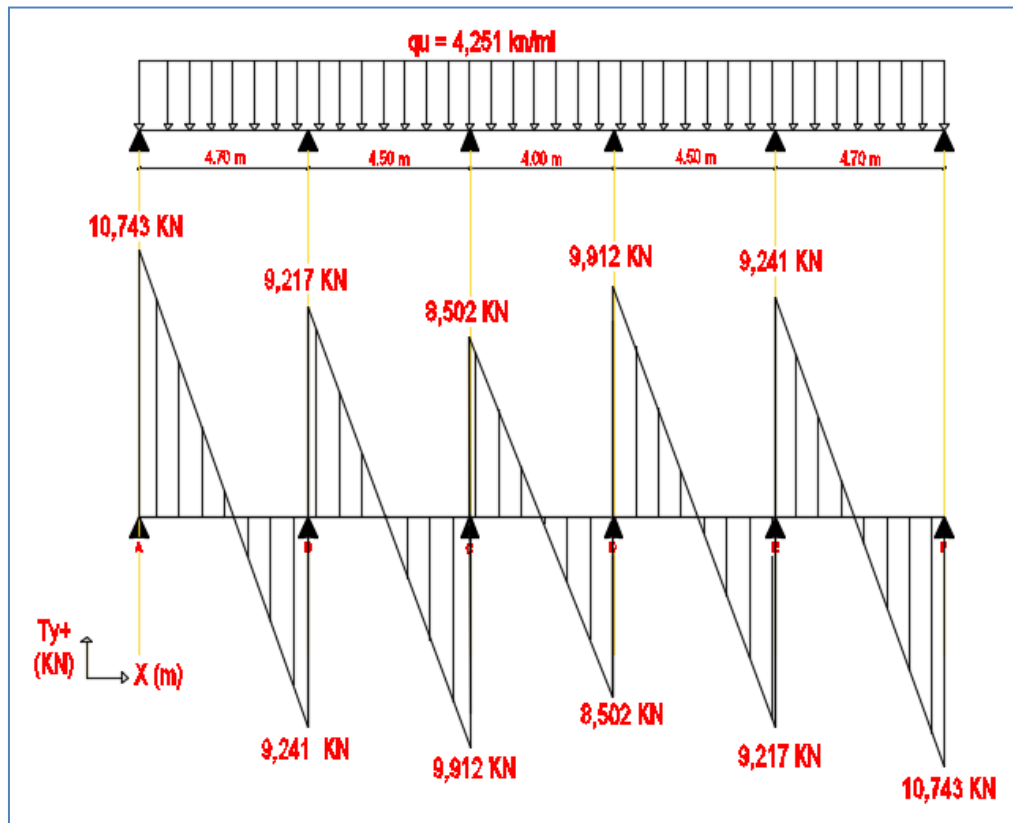


Figure III.2.13: Diagramme des efforts tranchants ELS

III.2.3.6. Vérifications à l'ELS

Les vérifications à l'ELS sont comme suit :

- 01) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/ BAEL 91[03])
- 02) Vérification des contraintes admissibles dans l'acier
- 03) Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art.4.5,2/ BAEL 91[03])
- 04) État limite de déformation : (Art. B.6.8,424/ BAEL 91[03])

Tableau III.2.8: Vérifications à l'ELS

N°	Formule de calcul	Valeur calculée		Valeur admissible	Observation
01	/	La fissuration est considérée peu préjudiciable		Aucune vérification n'est nécessaire	
02	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$	En travée	240,21 MPa	348 MPa	Condition vérifiée
		Aux appuis	237,08 MPa		
03	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$	En travée	12,13 MPa	15 MPa	Condition vérifiée
		Aux appuis	9,36 MPa		
04	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$	0,042		0,044	Condition vérifiée
	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$	0,042		0,07	Condition non vérifiée
	$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$	0,011		0,009	Condition non vérifiée

- Calcul de la flèche : (Art B6.5.2/BAEL91[03])

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{8,698}{15 \times 11,738} = 0.07$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{470} = 0,042$$

Calcul du moment équilibré par la table de compression :

$$M_{s0} = \frac{b \cdot (h_0)^2}{30} \cdot \frac{\left(d - \frac{h_0}{3}\right)}{(d - h_0)} \cdot \sigma_{st} = \frac{65 \cdot (4)^2}{30} \cdot \frac{\left(18 - \frac{4}{3}\right)}{(18 - 4)} \cdot 348 = 14,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{s0} = 14,36 \text{ KN.m} > M_s = 8,6977 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{L'axe neutre tombe dans la table de compression.}$$

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section (b x h) = (65x20).

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b \cdot h + 15 \cdot A \rightarrow B_0 = 65 \times 20 + 15 \times 2,35 = 1335,25 \text{ cm}^2 \rightarrow B_0 = 1335,25 \text{ cm}^2$$

Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (XX) :

$$S_{/xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d \quad \rightarrow \quad S_{/xx} = \frac{65 \cdot (20)^2}{2} + 15 \cdot 2,35 \cdot 18 = 13634,5 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité : $V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{13635,5}{1335,25} = 10,21 \text{ cm}$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,21 = 9,79 \text{ cm}^2.$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_{st} \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \cdot (10,21^3 + 9,79^3) + 15 \cdot 2,35 \cdot (9,79 - 2)^2 = 45529,78 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{2,35}{65 \times 18} = 0,002 \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,002 \cdot (2 + 3)} = 10,5 \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \cdot (10,5) = 4,2$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,002 \times 187,75 + 2,1} = -0,02$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 45529,78}{1 + 4,2 \times (-0,02)} = 54675,5 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 45529,78}{1 + 10,5 \times (-0,02)} = 63395,89 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{8,6977 \times 10^3 \times (470)^2}{10 \times 32164,20 \times 63395,89}$$

$$f_i = 0,094 \text{ cm} < \overline{f_i} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{8,6977 \times 10^3 \times (470)^2}{10 \times 10818,86 \times 54675,5} \rightarrow f_v = 0,32 \text{ cm} < \overline{f_v} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ La flèche est vérifiée

Conclusion

Les poutrelles seront ferrillées comme suit :

- **Armatures longitudinales :**
 - 3HA10** pour le lit inférieur.
 - 1HA10** pour la barre de montage du lit supérieur
 - 1HA10** pour le lit supérieur au niveau des appuis.
- **Armatures transversales :** **1étrier en $\Phi 6$**

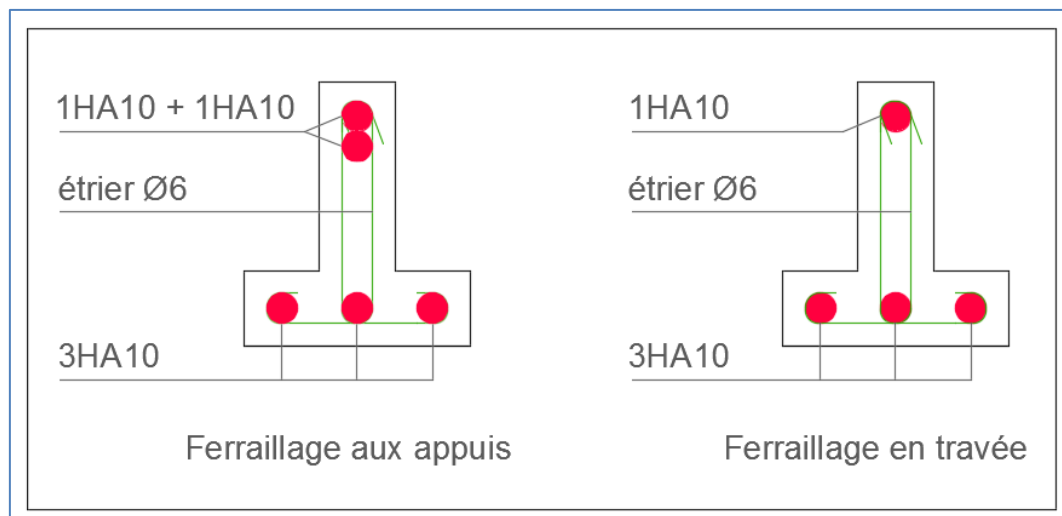


Figure III.2.14 : Ferrailage de la poutrelle du plancher type 2

III.2.3. Plancher type 3

Ce type de plancher concerne les étages ayant une surcharge d'exploitation $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$, en l'occurrence les étages 2 et 8.

Tableau III.2.9: Les données de calcul du plancher type 3

Charge permanente G	Surcharge d'exploitation Q	Combinaison de charges à l'ELU	Combinaison de charges à l'ELS
4,04 KN/m ²	3,5 KN/m ²	6,958 KN/m ²	4,901 KN/m ²

Tableau III.2.10 : Calcul des sollicitations du plancher type 3

Les moments isostatiques				Les moments sur appuis		Les moments en travée		Les efforts tranchant		
Travée	Longueur (m)	Mo (KN.m)		Ma (KN.m)		Mt (KN.m)		Travée	Tu (KN)	
A-B	4,70	M ₀₁	19,21	M _A	3,842	M _{AB}	15,157	A-B	T _A	17,577
									T _B	-15,124
B-C	4,50	M ₀₂	17,61	M _B	9,605	M _{BC}	11,733	B-C	T _B	15,085
									T _C	-16,224
C-D	4,00	M ₀₃	13,92	M _C	7,044	M _{CD}	8,885	C-D	T _C	13,915
									T _D	-13,915
D-E	4,50	M ₀₄	17,91	M _D	7,044	M _{DE}	11,733	D-E	T _D	16,224
									T _E	-15,085
E-F	4,70	M ₀₅	19,21	M _E	9,605	M _{EF}	15,157	E-F	T _E	15,124
									T _F	-17,577
				M _F	3,302					

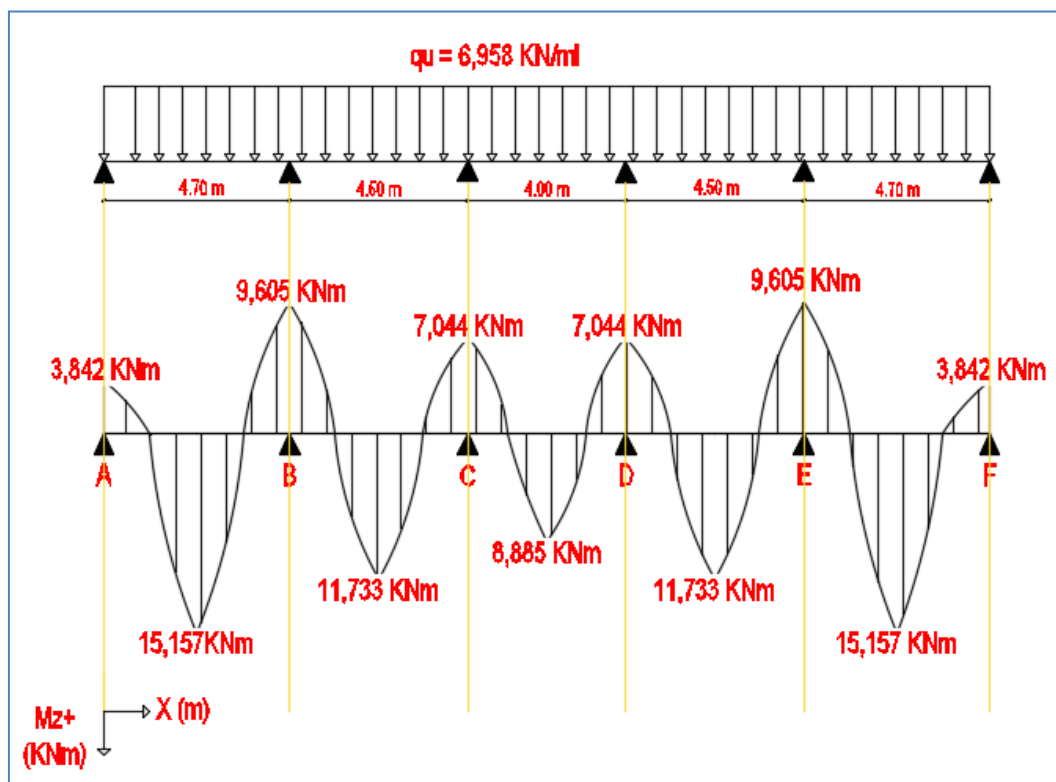


Figure III.2.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

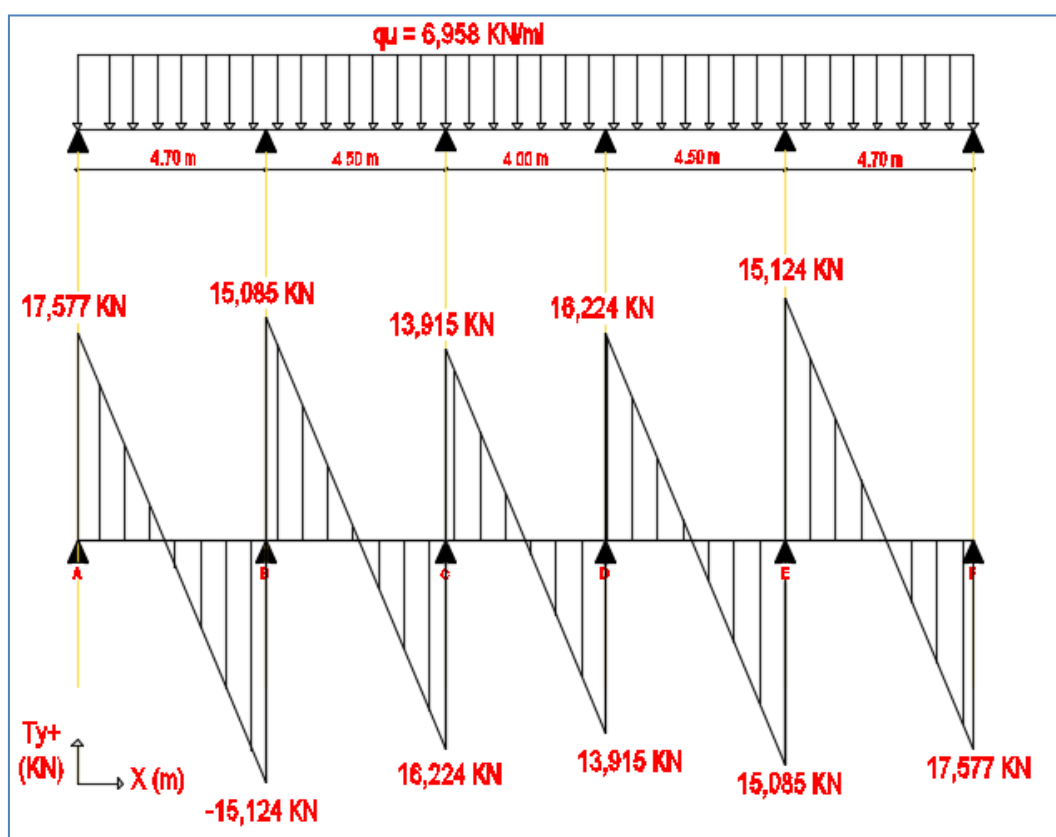


Figure III.2.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.2.3.1. Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 15,157 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 9,605 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures longitudinales

$b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $h_0 = 4\text{ cm}$; $d = 18\text{cm}$

• Armatures En Travée

Le moment qui peut être repris par la table de compression : $M_0 = bh_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

$M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 15,157 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,157 \cdot 10^3}{65 \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0,050 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.050 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{15,157 \cdot 10^3}{0,974 \cdot 18 \cdot 348} = 2,48 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39\text{cm}^2$

• Armatures Aux Appuis :

$$M_a^{\max} = 9,605 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,605 \cdot 10^3}{12 \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0,174 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.174 \rightarrow \beta = 0.904$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,605 \cdot 10^3}{0,904 \cdot 18 \cdot 348} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On adopte : $1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,91 \text{ cm}^2$

- **Calcul des armatures transversales : (Art.A.7.2.2/ BAEL 91[03])**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1 \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,2 \right) = 0,57 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On adopte: } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

- **Espacement max des armatures transversales : (Art. A .5.1, 22/ BAEL 91[03])**

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

$$S_t \leq \min\{0,9 \times 18; 40\text{cm}\} = \min\{16,2; 40\text{cm}\} = 16,2 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 16 \text{ cm}$

- **Calcul de l'écartement initial : (en appliquant la méthode forfaitaire de Caquot) :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28})}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Cadres droits} \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1.$$

K=1 dans le cas général.

$$A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28}) \cdot b_0} \quad S_t \leq \frac{0,8 \cdot 0,56 \cdot 400}{(1,105 - 0,3 \cdot 1 \cdot 21) \cdot 12} = 31,34 \text{ cm}$$

On prendra l'espacement inférieur à S_{t0} dans la série de

Caquot : 7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 13 ; 16 ; 20 ; 25 ; 25 ; 35 (cm).

$$\Rightarrow \text{On prend : } S_t = 16 \text{ cm}$$

Le premier cours des armatures transversales est placé à une distance du nu d'appui au plus égale à la moitié de l'écartement initiale.

$$\Rightarrow \text{On prend : } S_{t0} = 8 \text{ cm}$$

III.2.3.2. Vérifications à l'E L U

Les vérifications effectuées à l'ELU sont comme suit :

- 01) Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL91[03])
- 02) Contrainte de cisaillement (Art .A.5, 1.1 /BAEL 91[03])
- 03) contrainte d'adhérence et d'entraînement :(Art A.6.1.3/BAEL91[03]
- 04) Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22[03])
- 05) Ancrage mesurée hors crochets BAEL 91 [Art. A.6.1[03]]
- 06) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91[03])
- 07) Influence de l'effort tranchant sur l'acier (Art A.5. 1, 321 et Art A.5. 1, 322 /BAEL91[03])
- 08) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires(Art A.5. 1, 322/BAEL91[03])
- 09) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :(Art A.5.3,2/BAEL91[03])
- 10) Pourcentage minimum des armatures transversales :(Art 5.1,22/BAEL91[03])

Tableau III.2.11 : Vérification a l'ELU

N°	Formule de calcul	Valeur calculée		Valeur admissible	Observation
01	$As \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$	Appuis	1,91 cm ²	1,41 cm ²	Condition vérifiée
		Travée	3,39 cm ²	0,26 cm ²	
02	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ avec $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$ $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$ fissurations non-préjudiciable	0,814 MPa		3,33MPa	Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.
03	$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ avec $\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 d \sum u}$ $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$	2,879 MPa		3,15 MPa	Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.
04	$L_s = \frac{\phi_l f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$ Avec: $\bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28}$	42,33 cm			On opte pour Ls= 50 cm
05	$L_c = 0,4L_s$	20 cm			On opte pour Lc= 20 cm
06	$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9d \cdot b_0$	Appui intermédiaire	16,122 KN	129,6 KN	Condition vérifiée
		Appui de rive	17,577 KN	129,6 KN	
07	$M_u > 0,9 \cdot T_u \cdot d$,	Appui intermédiaire	9,605 KN.m	2,847 KN.m	Les armatures calculées sont suffisantes
	$A_{st} > A_{ancrage} = \frac{T_u^{\max}}{f_e}$	Appui de rive	1,91 cm ²	0,51 cm ²	
08	$\sigma_{bc} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 0,9d} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	0,904 MPa		21,67 MPa	Condition vérifiée
09	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec : $\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0}$ et $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$	1,105 MPa		3,33 MPa	Condition vérifiée
10	$A_{adopté} > A_{\min} = \frac{0,4bS_t}{f_e}$	0,56 cm ²		0,192 cm ²	Condition vérifiée

III.2.3.3. Détermination des efforts internes à l'ELS

Après application de la méthode forfaitaire (exposée précédemment), on obtient les valeurs des moments données dans le tableau ci-dessous.

Les sollicitations à L'E.L.S

Tableau III.2.12: Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage de service à l'ELS

Plancher type 3	Types	Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
	Type 3	A		12,381	2,707	10,677
		B	-10,654	10,626	6,766	8,266
		C	-11,428	9,802	4,962	5,860
		D	-9,802	11,428	4,962	8,266
		E	-10,626	10,654	6,766	10,677
		F	-12,381		2,707	

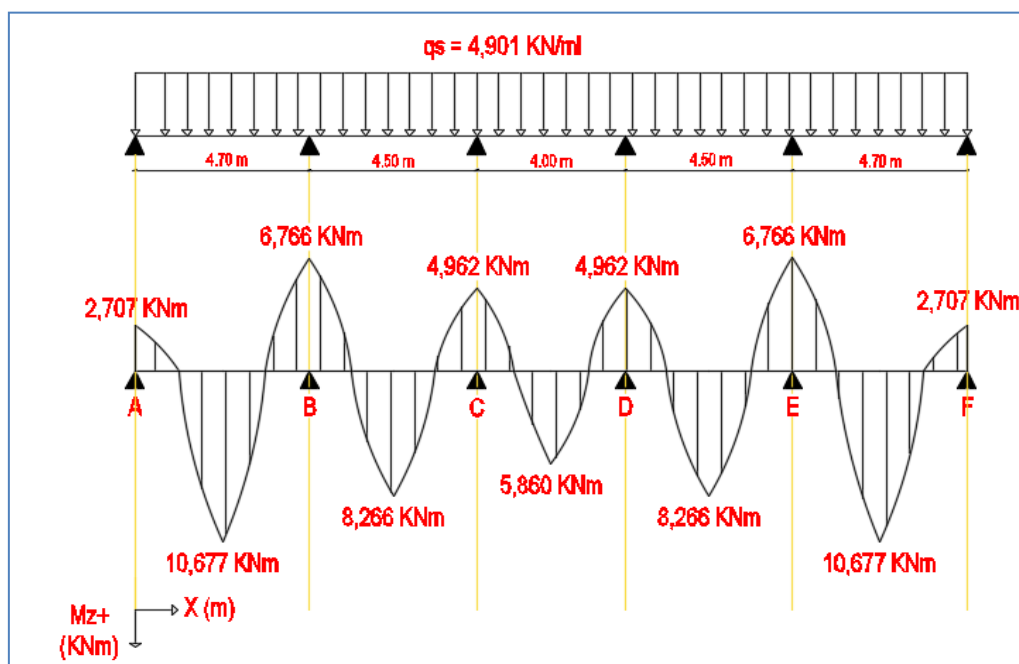


Figure III.2.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

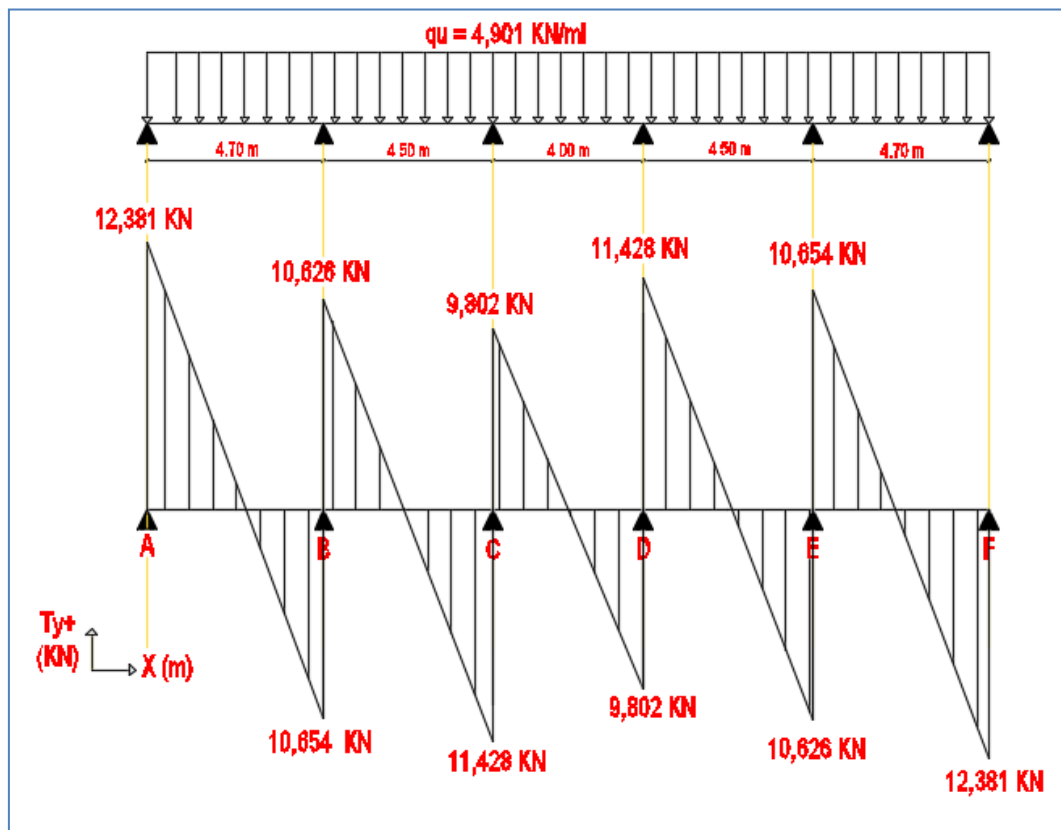


Figure III.2.18: Diagramme des efforts tranchants ELS

III.2.3.4. Vérifications à l'ELS

Les vérifications à l'ELS sont comme suit :

- 01) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/ BAEL 91[03])
- 02) Vérification des contraintes admissibles dans l'acier
- 03) Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art.4.5,2/ BAEL 91[03])
- 04) État limite de déformation : (Art. B.6.8,424/ BAEL 91[03])

Tableau III.2.13 : Les vérifications à l'ELS

N°	Formule de calcul	Valeur calculée		Valeur admissible	Observation
01	/	La fissuration est considérée peu préjudiciable		Aucune vérification n'est nécessaire	
02	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$	En travée	209,13 MPa	348 MPa	Condition vérifiée
		Aux appuis	226,99 MPa		
03	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$	En travée	13,40 MPa	15 MPa	Condition vérifiée
		Aux appuis	10,05 MPa		
04	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$	0,042		0,044	Condition vérifiée
	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$	0,042		0,053	Condition non vérifiée
	$\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$	0,015		0,009	Condition non vérifiée

• Calcul de la flèche : (Art B6.5.2/BAEL91[03])

On doit vérifier que : $f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4700}{500} = 9.4 \text{ mm}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} \quad ; \quad f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Calcul du moment équilibré par la table de compression :

$$M_{s0} = \frac{b \cdot (h_0)^2}{30} \cdot \frac{\left(d - \frac{h_0}{3}\right)}{(d - h_0)} \cdot \sigma_{st} = \frac{65 \cdot (4)^2}{30} \cdot \frac{\left(18 - \frac{4}{3}\right)}{(18 - 4)} \cdot 348 = 14,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{s0} = 14,36 \text{ KN.m} > M_s = 10,677 \text{ KN.m}$$

⇒ L'A.N tombe dans la table de compression.

⇒ Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section $(b \times h) = (65 \times 20)$.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b \cdot h + 15 \cdot A \rightarrow B_0 = 65 \times 20 + 15 \times 3,39 = 1350,85 \text{ cm}^2. \rightarrow B_0 = 1350,85 \text{ cm}^2$$

Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (XX) :

$$S_{/xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d. \rightarrow S_{/xx} = \frac{65 \cdot (20)^2}{2} + 15 \cdot 3,39 \cdot 18 = 13915,3 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{13915,3}{1350,85} = 10,30 \text{ cm} ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10,30 = 9,70 \text{ cm}.$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_{st} \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \cdot (10,30^3 + 9,70^3) + 15 \cdot 3,39 \cdot (9,70 - 2)^2 = 46465,23 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{3,39}{65 \times 18} = 0,0029$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,003 \cdot (2 + 3)} = 7,25 ; \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \cdot (7,25) = 2,90$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0029 \times 209,13 + 2,1} = 0,19$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 46465,23}{1 + 7,25 \times 0,19} = 21658,867 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 46465,23}{1 + 2,9 \times 0,19} = 33104,72 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{10,677 \times 10^3 \times (470)^2}{10 \times 32164,20 \times 21658,867}$$

$$f_i = 0,339cm < \overline{f_i} = \frac{470}{500} = 0,94cm$$

$$f_v = \frac{10,677 \times 10^3 \times (470)^2}{10 \times 10818,86 \times 33104,72}$$

$$f_v = 0,659cm < \overline{f_v} = \frac{470}{500} = 0,94cm$$

⇒ **La flèche est vérifiée**

Conclusion

Les poutrelles de Plancher du 8^{ème} et 2^{ème} étage seront ferraillées comme suit :

- **Armatures longitudinales :** 3HA12 pour le lit inférieur.

1HA12 pour la barre de montage du lit supérieur

1HA12+1HA10 pour le lit supérieur au niveau des appuis.
- **Armatures transversales :** 1étrier en $\Phi 6$

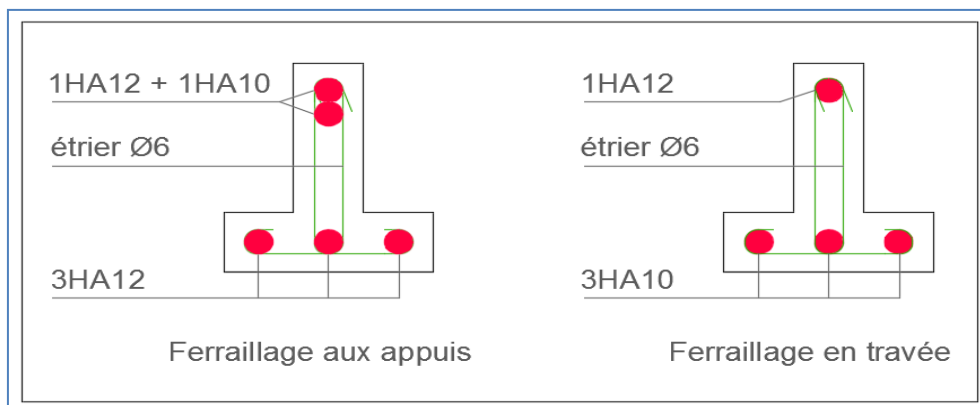


Figure III.2.19: Disposition des armatures dans la poutrelle du plancher type 3

III.2.4. Plancher type 4

Ce type de plancher concerne la terrasse, ayant une surcharge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.

Tableau III.2.14 : Les données de calcul du plancher type 4

Charge permanente G	Surcharge d'exploitation Q	Combinaison de charges à l'ELU	Combinaison de charges à l'ELS
4,16 KN/m^2	1,00 KN/m^2	5,113 KN/m^2	4,056 KN/m^2

Tableau III.2.15 : Calcul des sollicitations du plancher type 4

Les moments isostatiques				Les moments sur appuis		Les moments en travée		Les efforts tranchant		
Travée	Longueur (m)	Mo (KN.m)		Ma (KN.m)		Mt (KN.m)		Travée	Tu (KN)	
A-B	4,70	M ₀₁	14,12	M _A	2,83	M _{AB}	10,30	A-B	T _A	12,92
									T _B	-11,12
B-C	4,50	M ₀₂	12,94	M _B	7,06	M _{BC}	7,73	B-C	T _B	11,09
									T _C	-11,92
C-D	4,00	M ₀₃	10,23	M _C	5,18	M _{CD}	6,55	C-D	T _C	10,23
									T _D	-10,23
D-E	4,50	M ₀₄	12,94	M _D	5,18	M _{DE}	7,73	D-E	T _D	11,92
									T _E	-11,09
E-F	4,70	M ₀₅	14,12	M _E	7,06	M _{EF}	10,30	E-F	T _E	11,12
									T _F	-12,92
				M _F	2,83					

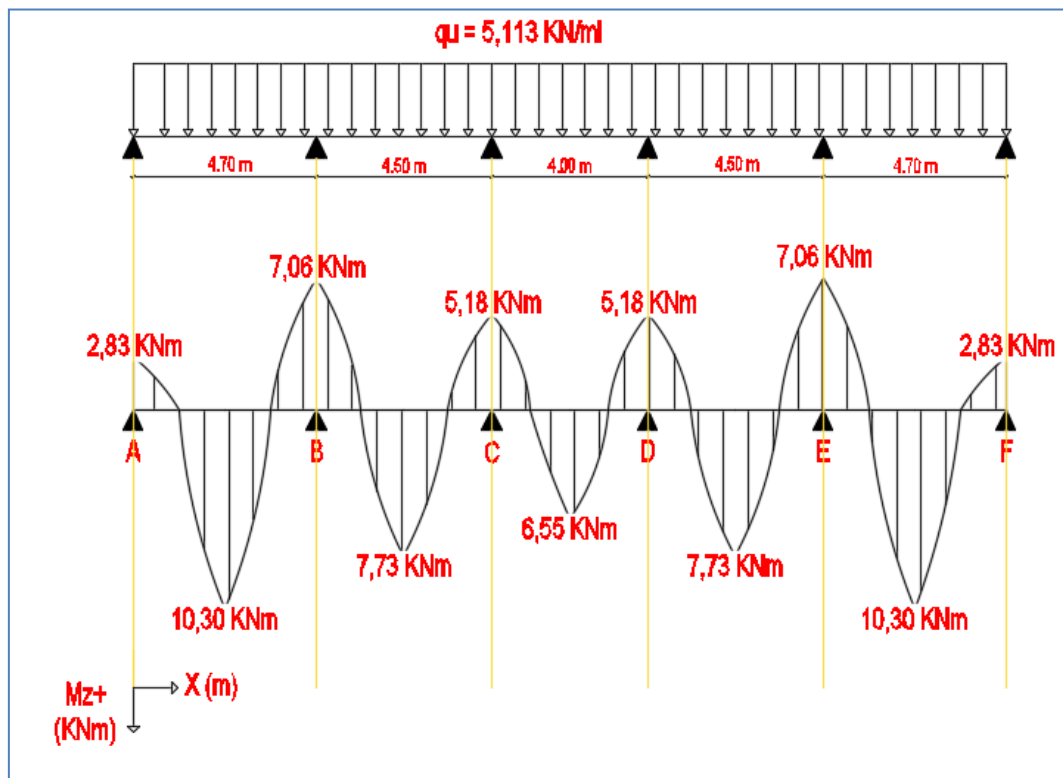


Figure III.2.20: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

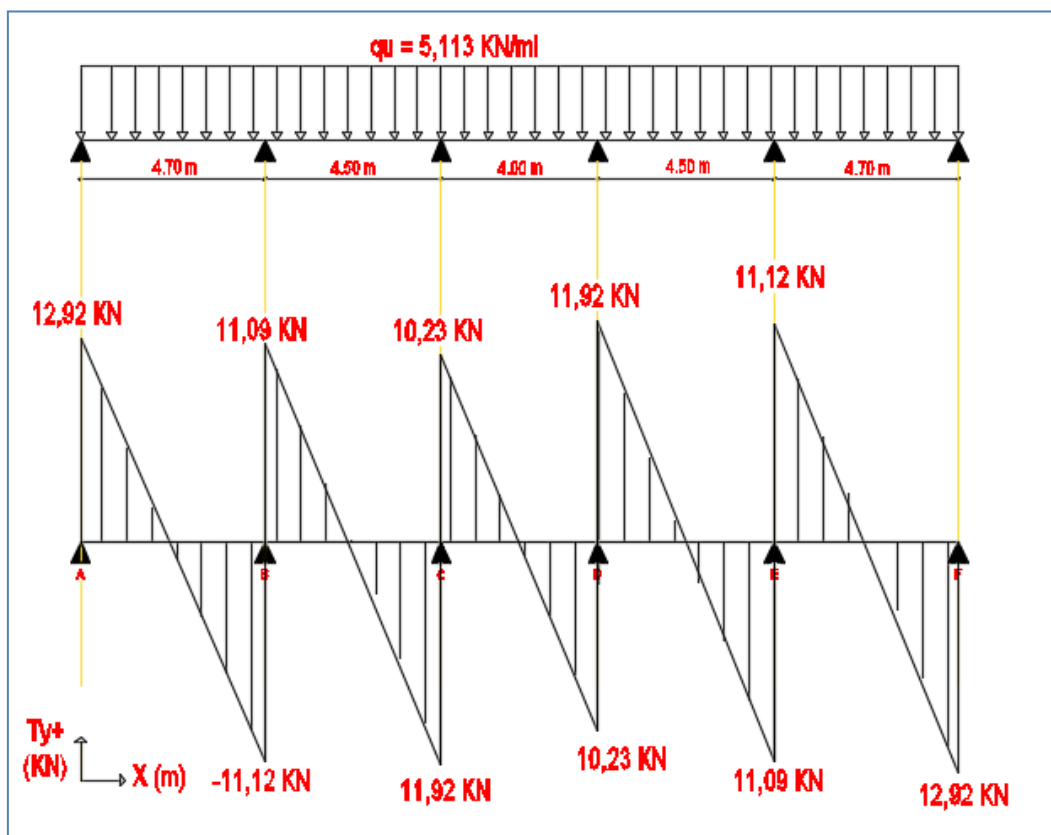


Figure III.2.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.2.4.1. Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 10,30 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 7,06 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures longitudinales

$b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18\text{cm}$

• Armatures En Travée

Le moment qui peut être repris par la table de compression : $M_0 = bh_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

$M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 10,30 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{10,30 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.034 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{10,30 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 1,671 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA10 = 2,35 cm²

• Armatures Aux Appuis

Etant donnée la table de compression est entièrement tendu, alors le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section ($b_0 \times h$) = (12x20).

$$M_a^{\max} = 7,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{7,06 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0.128 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.128 \rightarrow \beta = 0.931$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{7,06 \times 10^3}{0.931 \times 18 \times 348} = 1.211 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA10+1HA10 = 1,57 cm²

- **Calcul des armatures transversales : (Art.A.7.2.2 / BAEL91[03])**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1 \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,0 \right) = 0,57 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

- **Espacement max des armatures transversales : (Art. A .5.1, 22/ BAEL 91[03])**

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

$$S_t \leq \min\{0,9 \times 18; 40\text{cm}\} = \min\{16,2; 40\text{cm}\} = 16,2 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 16 \text{ cm}$

- **Calcul de l'écartement initial : (en appliquant la méthode forfaitaire de Caquot) :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28})}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Cadres droits} \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1.$$

K=1 dans le cas général.

$$A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28}) \cdot b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0,8 \cdot 0,56 \cdot 400}{(1,105 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 12} = 31,34 \text{ cm}$$

On prendra l'espaceur inférieur à S_{t0} dans la série de

Caquot : 7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 13 ; 16 ; 20 ; 25 ; 25 ; 35 (cm).

$$\Rightarrow \text{On prend : } S_t = 16 \text{ cm}$$

Le premier cours des armatures transversales est placé à une distance du nu d'appui au plus égale à la moitié de l'écartement initiale.

$$\Rightarrow \text{On prend : } S_{t0} = 8 \text{ cm}$$

III.2.4.2. Vérifications à l'E L U

Les vérifications effectuées à l'ELU sont comme suit :

- 01) Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL91)
- 02) Contrainte de cisaillement (Art .A.5, 1.1 /BAEL 91)
- 03) contrainte d'adhérence et d'entraînement :(Art A.6.1.3/BAEL91)
- 04) Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22)
- 05) Ancrage mesurée hors crochets BAEL 91 [Art. A.6.1[03]]
- 06) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91[03])
- 07) Influence de l'effort tranchant sur l'acier (Art A.5. 1, 321 et Art A.5. 1, 322 /BAEL91[03])
- 08) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires(Art A.5. 1, 322/BAEL91[03])
- 09) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :(Art A.5.3,2/BAEL91[03])
- 10) Pourcentage minimum des armatures transversales :(Art 5.1,22/BAEL91[03])

Tableau III.2.16: Vérifications à l'E L U

N°	Formule de calcul	Valeur calculée		Valeur admissible	Observation
01	$A_s \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$	Appuis	1,57 cm ²	1,41 cm ²	Condition vérifiée
		Travée	2,35 cm ²	0,26 cm ²	
02	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ avec $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$ $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$ fissurations non-préjudiciable	0,590 MPa		3,33 MPa	Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.
03	$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ avec $\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 d \sum u}$ $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$	2,54 MPa		3,15 MPa	Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.
04	$L_s = \frac{\phi_l f_e}{4 \tau_{se}}$ Avec: $\bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28}$	42,33 cm			On opte pour Ls= 50 cm
05	$L_c = 0,4 L_s$	20 cm			On opte pour Lc= 20 cm
06	$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d \cdot b_0$	Appui intermédiaire	11,92 KN	129,6 KN	Condition vérifiée
		Appui de rive	12,92 KN	129,6 KN	
07	$M_u > 0,9 T_u \cdot d$,	Appui intermédiaire	7,06 KN.m	1,93 KN.m	Les armatures calculées sont suffisantes
	$A_{st} > A_{ancrage} = \frac{T_u^{\max}}{f_e}$	Appui de rive	0,37 cm ²	0,36 cm ²	
08	$\sigma_{bc} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 0,9 d} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	0,660 MPa		21,67 MPa	Condition vérifiée
09	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec : $\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0}$ et $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$	0,812 MPa		3,33 MPa	Condition vérifiée
10	$A_{adopté} > A_{\min} = \frac{0,4 b S_t}{f_e}$	0,56 cm ²		0,192 cm ²	Condition vérifiée

III.2.4.3. Détermination des efforts internes à l'ELS

Après application de la méthode forfaitaire (exposée précédemment), on obtient les valeurs des moments données dans le tableau ci- dessous.

Les sollicitations à L'E.L.S

Tableau III.2.17: Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage de service à l'ELS

Types	Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
Plancher type 4	Type 4	A		10,246	2,240
		B	-8,217	8,793	5,600
		C	-9,459	8,112	4,103
		D	-8,112	9,459	4,103
		E	-8,793	8,817	5,600
		F	-10,246		2,240

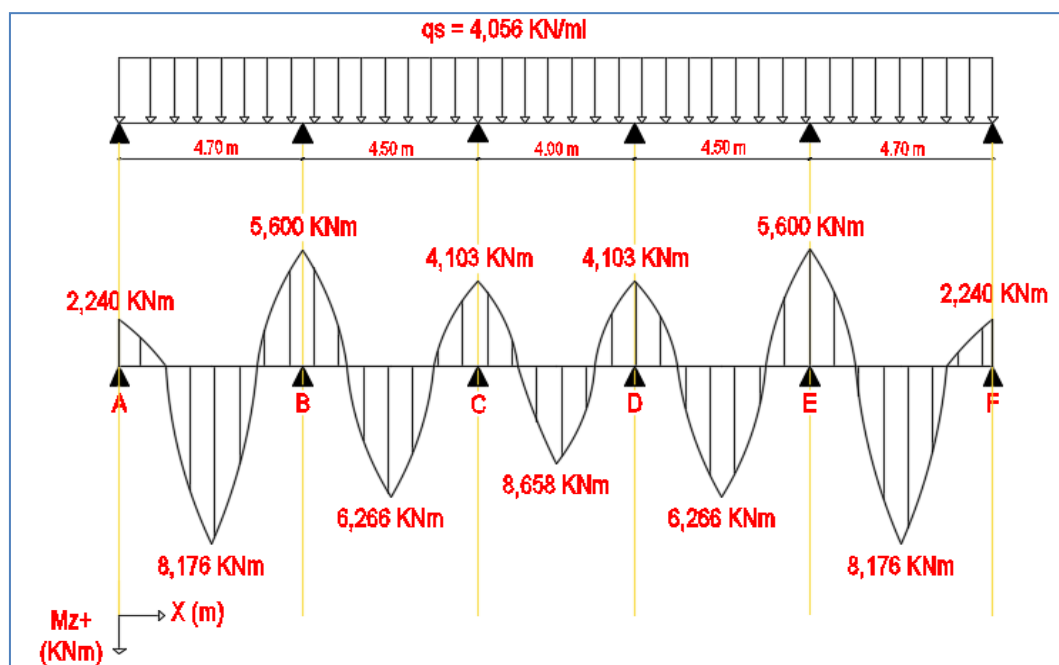


Figure III.2.22 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

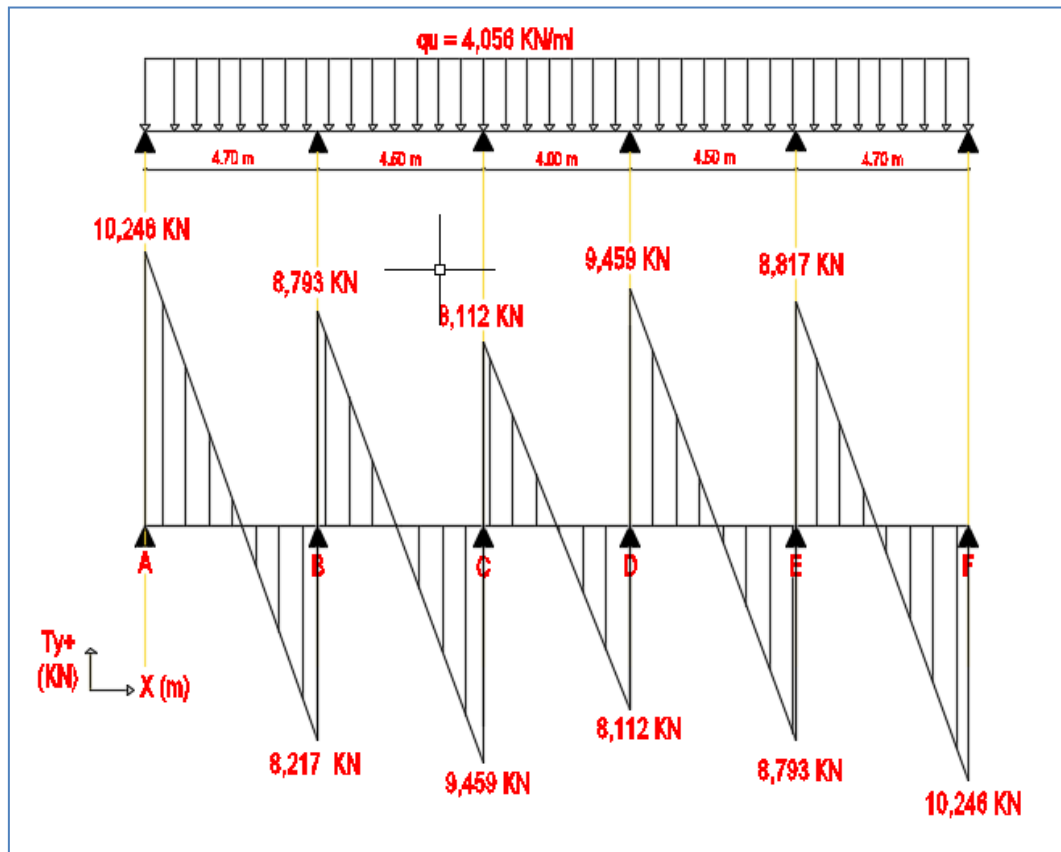


Figure III.2.23: Diagramme des efforts tranchants ELS

III.2.4.4. Vérifications à l'ELS

Les vérifications à l'ELS sont comme suit :

- 01) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/ BAEL 91[03])
- 02) Vérification des contraintes admissibles dans l'acier
- 03) Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art.4.5,2/ BAEL 91[03])
- 04) État limite de déformation : (Art. B.6.8,424/ BAEL 91[03])

Tableau III.2.18 : Vérifications à l'ELS

N°	Formule de calcul	Valeur calculée		Valeur admissible	Observation
01	/	La fissuration est considérée peu préjudiciable		Aucune vérification n'est nécessaire	
02	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$	En travée	225,80 MPa	348 MPa	Condition vérifiée
		Aux appuis	190,84 MPa		
03	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$	En travée	11,45 MPa	15 MPa	Condition vérifiée
		Aux appuis	7,44 MPa		
04	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$	0,042		0,044	Condition vérifiée
	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$	0,042		0,049	Condition non vérifiée
	$\frac{A_t}{b_0 x d} \leq \frac{3.6}{f_e}$	0,011		0,009	Condition non vérifiée

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

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4700}{500} = 9.4 \text{ mm}$$

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

$$I_{fv} = \frac{11 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} \quad ; \quad f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Calcul du moment équilibré par la table de compression :

$$M_{s0} = \frac{b \cdot (h_0)^2}{30} \cdot \left(\frac{d - h_0}{d - h_0} \right) \cdot \sigma_{st} = \frac{65 \cdot (4)^2}{30} \cdot \left(\frac{18 - \frac{4}{3}}{18 - 4} \right) \cdot 348 = 14,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{s0} = 14,36 \text{ KN.m} < M_s = 8,176 \text{ KN.m}$$

⇒ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

⇒ Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section $(b \times h) = (65 \times 20)$.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b \cdot h + 15 \cdot A \rightarrow B_0 = 65 \times 20 + 15 \times 2,35 = 1335,25 \text{ cm}^2 \rightarrow B_0 = 1335,25 \text{ cm}^2$$

Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (XX) :

$$S_{/xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d \rightarrow S_{/xx} = \frac{65 \cdot (20)^2}{2} + 15 \cdot 2,35 \cdot 18 = 13634,5 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{13635,5}{1335,25} = 10,21 \text{ cm} ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10,21 = 9,79 \text{ cm}^2.$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_{st} \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \cdot (10,21^3 + 9,79^3) + 15 \cdot 2,35 \cdot (9,79 - 2)^2 = 45529,78 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{2,35}{65 \times 18} = 0,002$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,002 \cdot (2 + 3)} = 10,5$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \cdot (10,5) = 4,2$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,002 \times 190,84 + 2,1} = -0,013$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 45529,78}{1 + 4,2 \times -0,013} = 52975,20 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 45529,78}{1 + 10,5 \times -0,013} = 57999,719 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} \quad , \quad E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$f_v = \frac{8,176 \times 10^3 \times (470)^2}{10 \times 10818,86 \times 52975,20}$$

⇒

La flèche est vérifiée

$$f_v = 0,315 \text{ cm} < \overline{f_v} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

Conclusion

Les poutrelles de la terrasse seront ferraillées comme suit :

- **Armatures longitudinales :** 3HA10 pour le lit inférieur.
1HA10 pour la barre de montage du lit supérieur
1HA10+1HA10 pour le lit supérieur au niveau des appuis.
- **Armatures transversales :** 1 étrier en $\Phi 6$

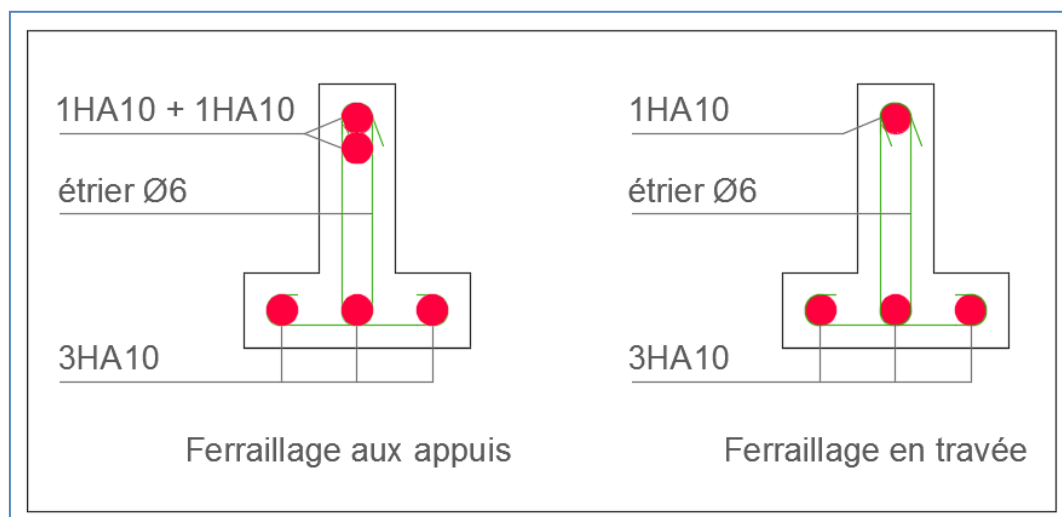


Figure III.2.24: Disposition des armatures dans la poutrelle du plancher type 4

III.3. Escalier (étages H=4.08)

Ce type d'escalier concerne les étages de hauteur égale à : $H=4.08$ m, à savoir : le sous-sol, le RDC et l'étage 8. Il s'agit de l'escalier le plus défavorable dans notre projet (comparé à l'escalier des étages courant de hauteur $H=3,06$ m).

III.3.1. Définition

Ce sont des éléments en béton armé, ils servent à lier les différents niveaux, Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

III.3.1.1. Terminologie

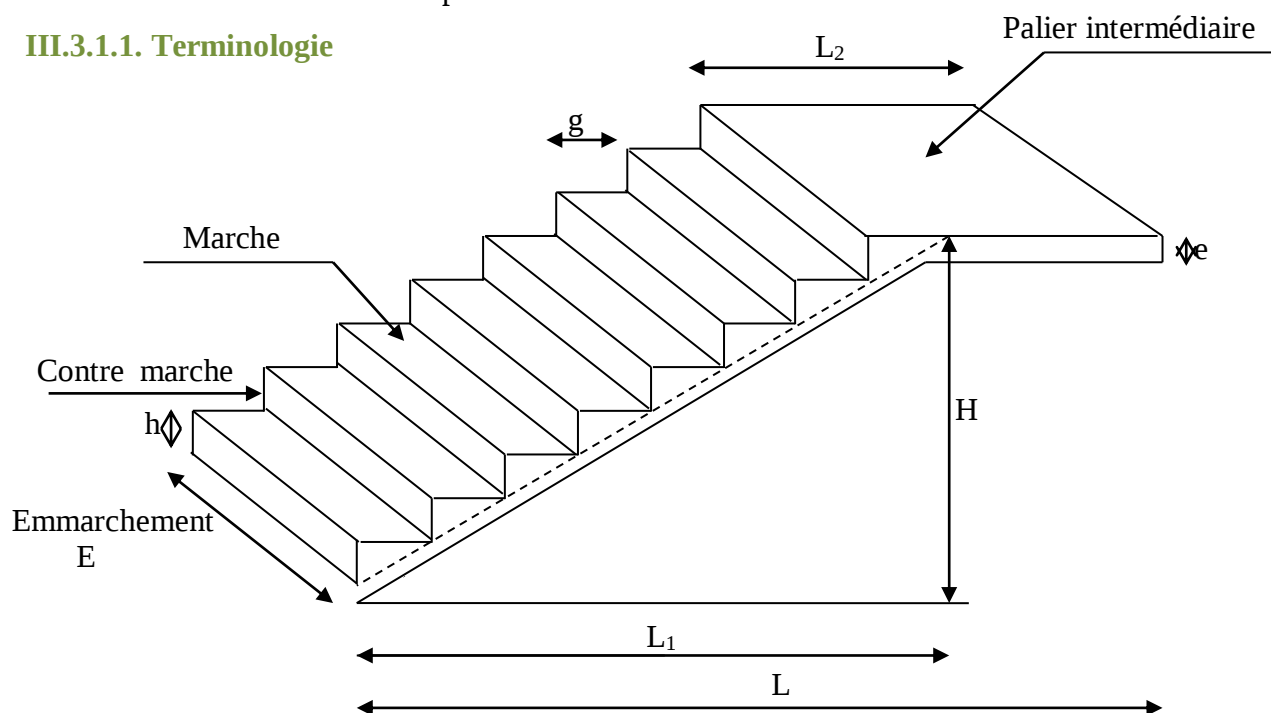


Figure III.3.1: Les éléments de l'escalier.

La marche : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

La hauteur de la marche h : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

Le giron : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contremarches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .

Une volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'embranchement : représente la largeur de la marche.

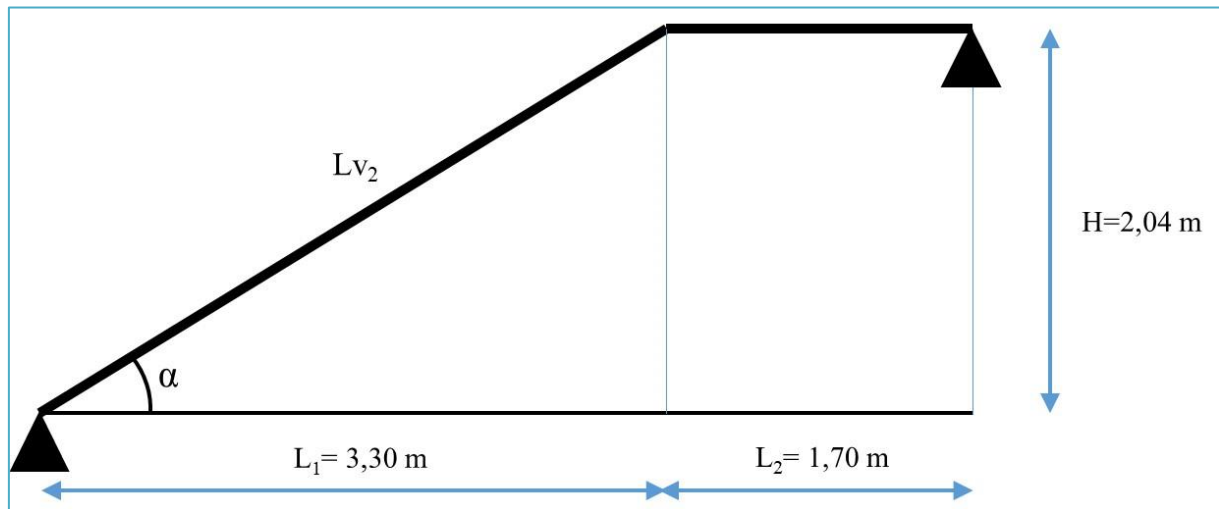


Figure III.3.2 : Schématisation de l'escalier.

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

III.3.2. Pré-dimensionnement de l'escalier

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

Le nombre des marches (n).

La hauteur de la marche (h), le giron(g).

L'épaisseur de la paillasse (e).

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

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

Le nombre de contre marches (n) est égal à: $n = \frac{H_t}{h}$

Le nombre de giron est pris alors : $m = n - 1$

III.3.2.1. Calcul du nombre de contre marches

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

$$H_t = 408 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h = 17\text{cm}$$

$$n = \frac{408}{17} = 24 \quad \rightarrow \quad \text{on prend 12 contres marche par volée}$$

III.3.2.2. Calcul du nombre de marches

$$m = n - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches.}$$

Relation de BLANDEL :

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$$

$$25 \leq g \leq 32\text{cm}$$

$$\text{Soit : } g = 30$$

III.3.2.2. Calcul de la hauteur de la contre marche

$$h = \frac{H_t}{n} = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm}$$

Calcul de la largeur hauteur du giron

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad g = \frac{L}{n-1} = \frac{330}{11} = 30 \text{ cm}$$

III.3.2.3. Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \quad 59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm} \quad \text{On a : } h = 17 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.2.3. Épaisseur de la paillasse et du palier

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

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

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L_1 + L_2$

L_1 : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

Application :

On a :

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_v} \quad \rightarrow \quad L_v = \frac{H}{\sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{2,04}{3,30} = 0,61818$$

$$\rightarrow \quad \alpha = 31,723^\circ$$

$$\text{Donc : } L_v = \frac{204}{\sin 31,723} = 387,96 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } L_0 = 387,96 + 170 = 557,96 \text{ cm}$$

$$\text{Détermination de l'épaisseur : } \frac{557,96}{30} \leq e_p \leq \frac{557,96}{20}$$

$$\rightarrow \quad 18,60 \leq e_p \leq 27,90$$

On opte pour une épaisseur de la paillasse et du palier : 20 cm

III.3.3. Détermination des charges et surcharges

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

III.3.3.1. Les charges permanentes

- La paillasse (Le volée)

Tableau III.3.1: Charge totale de la volée

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2[03]		Charges (KN/m ²)
			Poids volumique (KN/m ³)	Référence	
01	Enduit en ciment	0,02	18	VI.C.2.2	0,36
02	Couche de sable	0,02	18	VI.A	0,36
03	Chape en mortier de pose	0,02	20	VI.C.4, A	0,40
04	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.4, D	0,40
05	Poids propre des marches	0,17	25	VI.C.3, A	2,12
06	Poids propre de la paillasse	0,20	25	VI.C.3, A	5,87
07	Poids propre du garde-corps	/	/	IV.7.8	0,2
G total :					9,71

Poids propre de la paillasse : $25 \times 1 \times 0.20 / \cos \alpha = 5,87 \text{ KN/m}^2$

Poids propre des marches : $25 \times 1 \times ep/2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2,12 \text{ KN/m}^2$

- Le palier

Tableau III.3.2: Charge totale du palier

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2 [03]		Charges (KN/m ²)
			Poids volumique (KN/m ³)	Référence	
01	Enduit en ciment	0,02	18	VI.C.2.2	0,36
02	Couche de sable	0,02	18	VI.A	0,36
03	Chape en mortier de pose	0,02	20	VI.C.4, A	0,40
04	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.4, D	0,40
05	Poids propre de palier	0,20	25	VI.C.3, A	5
G total :					6,52

III.3.3.2. Surcharges d'exploitations

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : $Q = 2.5 \text{ KN/ m}^2$

III.3.4. Combinaisons de charge et surcharge

ELU : 1,35G+1,5Q

La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 9,71 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 16,86 \text{ KN/ml}$

le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 12,55 \text{ KN/ml}$

ELS : G+Q

La paillasse : $q_{1s} = (9,71 + 2.5) \times 1 = 12,21 \text{ KN/ml}$

le palier : $q_{2s} = (6,52 + 2.5) \times 1 = 9,02 \text{ KN/ml}$

Calculs à l'ELU :

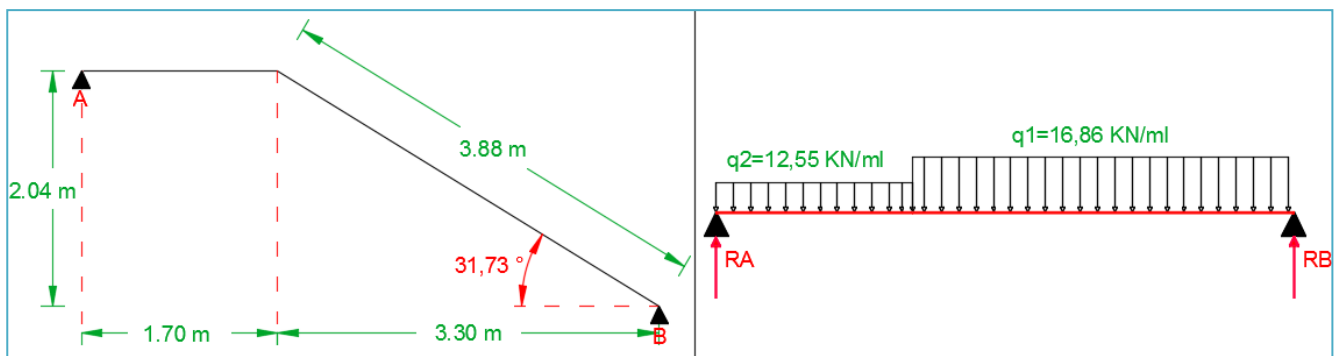


Figure III.3.3: Schéma statique d'escalier à l'ELU

III.3.5. Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B = (16,86 \times 3,30) + (12,55 \times 1,70) = 76,973 \text{ KN}$$

$$\Sigma R_A + R_B = 76,973 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \quad \rightarrow \quad R_B \times 5 - [(16,86 \times 3,30) \times 3,35] - [(12,55 \times 1,70) \times 0,85] = 0$$

$$R_B = 204,522 / 5 \quad \rightarrow \quad R_B = 40,904 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 76,973 \text{ kN}$$

$$R_A = 76,973 - R_B = 36,069 \text{ KN.}$$

$$R_A = 40,904 \text{ KN}$$

$$R_B = 36,069 \text{ KN}$$

III.3.6. Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU

- **Tronçon : $0 \leq x \leq 1,70$ m**

Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{u2} \times (x)$$

$$T(x) = 40,904 - 12,55 \cdot x$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \cdot x = 0 \Rightarrow$$

$$R_A = q_{u2} \cdot x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{40,904}{12,55} = 3,26 \text{ m}$$

$$x = 3,26 \text{ m} \quad , \quad 3,26 \notin [0; 1,70].$$

Moments fléchissant :

$$M(x) = R_A \cdot x - (q_{u2} \times x) \times \frac{(x)}{2}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 40,904x - 12,55x^2$$

- **Tronçon : $0 \leq x \leq 3,30$ m**

Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0$$

$$T(x) = -R_B + q_{u1} \times (x)$$

$$T(x) = 16,86 \cdot x - 36,069$$

Moments fléchissant :

$$M(x) = +R_B \cdot x - (q_{u1} \times x) \times \frac{(x)}{2}$$

$$M(x) = +R_B \cdot x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = +36,096x - 16,86x^2$$

- **Point de moment Maximal :**

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -16,86x + 36,096 = 0 \Rightarrow x = 2,19 \text{ m}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow -R_B + q_{u1}x = 0 \Rightarrow R_B = q_{u1}x \Rightarrow x = \frac{R_B}{q_{u1}} = \frac{36,096}{16,866} = 2,19 \text{ m}$$

Le moment est max pour la valeur : **2,19 m**

$$D'où : M_z^{\max} F(2,19) = -16,86 \times \frac{2,19^2}{2} + 36,096 \times 2,19 \Rightarrow M_z^{\max} = 38,619 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max} (2,19 \text{ m}) = 38,619 \text{ KN}$$

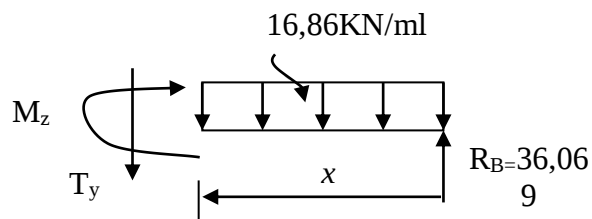
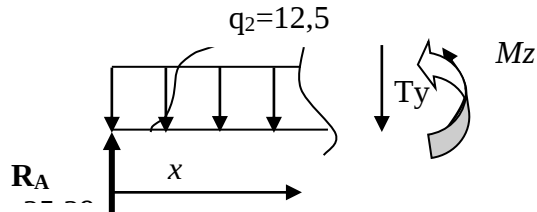


Tableau III.3.3: Les efforts internes à l'ELU

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T_y (KN)	M_z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,70$	$40,904 - 12,55.x$	$40,904x - 12,55x^2$	0	40,904	0
			1,70	19,569	33,267
$0 \leq x \leq 3,30$	$16,86.x - 36,069$	$36,069x - 16,86x^2$	0	-36,069	0
			3,30	19,569	- 64,578

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment M_u max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

- **Moment en appuis:** $M_a = (-0,3) M_z^{max} = (-0,3) \times (38,619) = -11,586 \text{ KN.m}$
- **Moment en travée:** $M_t = (0,85) M_z^{max} = (0,85) \times (38,619) = 32,826 \text{ KN.m}$

III.3.7. Diagramme des sollicitations à L'ELU

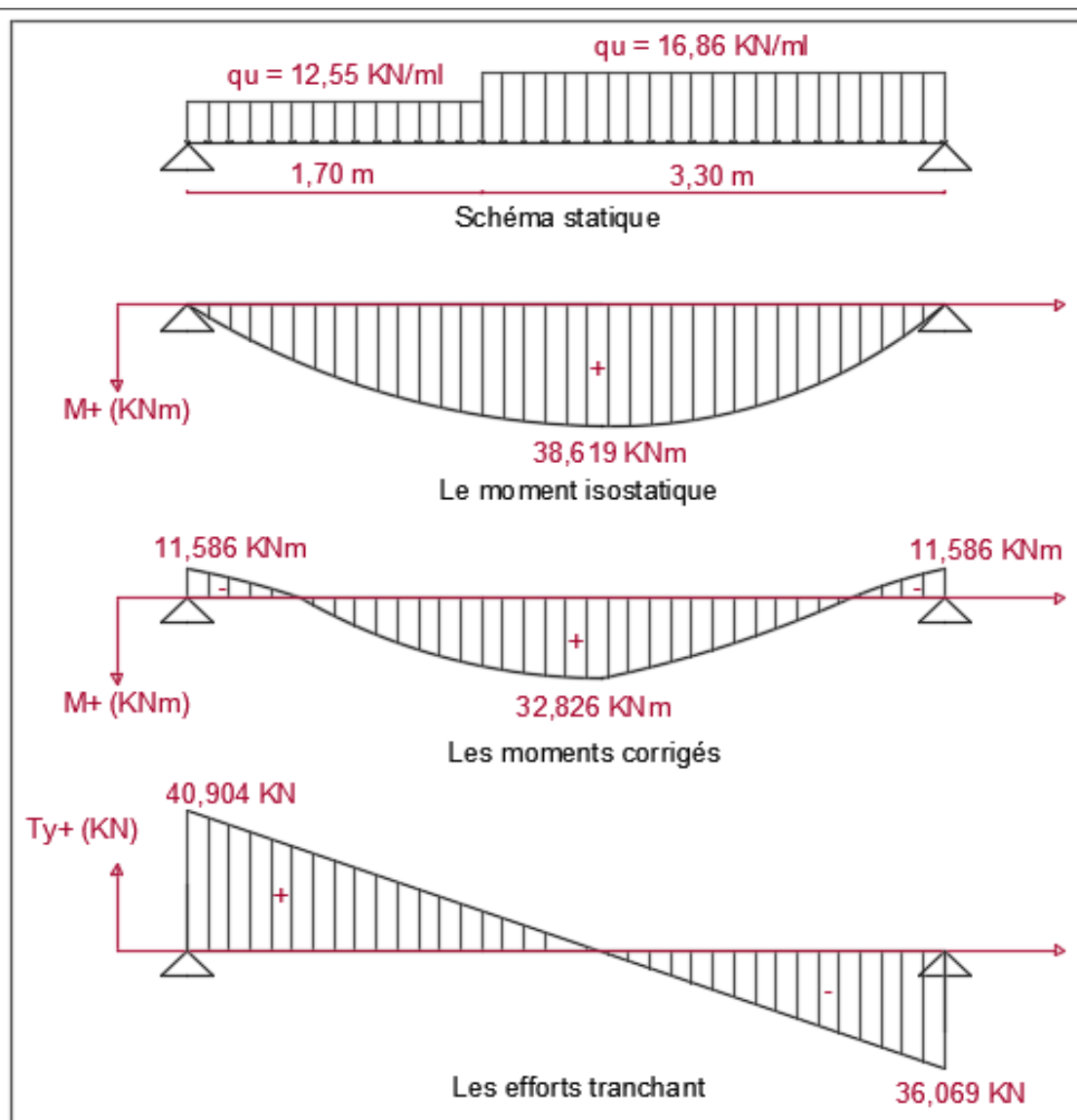


Figure III.3.4: Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.3.8. Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage de l'escalier se fera à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}.$

- **Armatures principales**

- **En travée :** $M_t = 32,826 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32,826 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.071 < \mu_r = 0.392 \quad (\text{S.S.A})$$

Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$
Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante $\mu_t = 0.071 \Rightarrow \beta_u = 0.963$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{32,826 \times 10^3}{0.963 \times 18 \times 348} = 5,44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5,44 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5 HA12 ml** ($A_t = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$M_a = 11,586 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11,586 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.025 < \mu_r = 0.392 \quad (\text{S.S.A})$$

$$\mu_a = 0.025 \Rightarrow \beta_u = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{11,586 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1,87 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **Aa = 5 HA 12** ($A_a = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA8/ml** ($A_r = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$A_{ra} = \frac{A_{lu}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8/ml** ($A_{ra} 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.9. Vérification à l'ELU

✓ Condition de non fragilité (BEAL 91 modifié 99 [03] / Art. A.4.2.1)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad-tr}} = 5\text{HA12/ml } (A_t = 5,65 \text{ cm}^2) > 2,17 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{ad-ap}} = 5\text{HA12 ml } (A_t = 5,65 \text{ cm}^2) > 2,17 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Espacement des armatures (BEAL 91 modifié 99 [03]/ Art. A.8.2.4.2)

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

• Armatures principales

$$S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$S_a = 20\text{cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Armatures de répartition

$$S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$S_a = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BEAL 91 modifié 99 [03]/, Art-5.1.2.1)

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

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

La fissuration est peu préjudiciable.

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

Calcul de $\tau_u^{\max}$:
$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d}$$

Avec :

$V_u^{\max}$: effort tranchant

$V_u^{\max} = 40,904 \text{ KN}$

$$\tau_u^{\max} = \frac{40904}{1000 \times 180} = 0,227 \text{ MPa} \leq 0,2 \times \frac{25}{1.5} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{D'où : } \tau_u^{\max} < \overline{\tau_u}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91 modifié 99 [03]/ Art5-1-3)**

- **Influence sur le béton**

On doit vérifier que :
$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

$T_{\max}$: Effort tranchant

$T_{\max} = 40,904 \text{ KN}$

a : Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 1 = 1080 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 40,904 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures**

On doit vérifier que :

$$(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a$$

Avec : $M_a = -11,586 \text{ KN.m}$ et $T_{\max} = 40,904 \text{ KN}$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) \right]$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{400} \left(40,904 + \frac{11,586}{0.9 \times 0,18} \right) \right] = 0,32 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > 0,32 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifié 99[03])**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

- **Travée: 5 HA 12**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 188,40 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{40,904 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188,40} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

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

- **Appui : 5 HA 12**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 188,40 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{40,904 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188,40} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

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

✓ **Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99 [03], Art A6.1.2.2.1)**

La longueur de scellement doit être : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

D'où : $l_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \phi \text{ cm}$

$$l_s = 35.21 \times 1,2 = 42,25 \text{ cm}$$

Soit :

$$l_s = 45 \text{ cm}$$

Remarque :

Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4 L_s$

• **Appui :**

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} \text{ On prend : } L_a = 20 \text{ cm}$$

III.3.10. Calcul à l'ELS

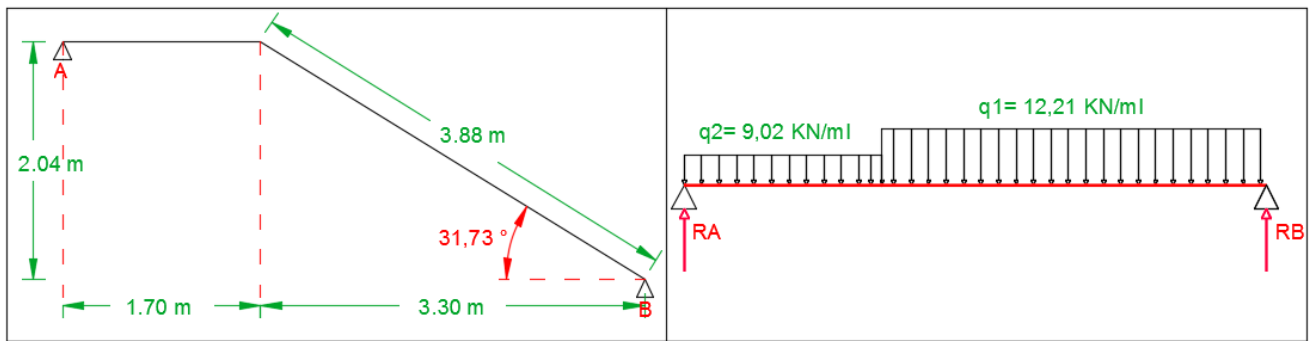


Figure III.3.5: Schéma statique d'escalier à l'ELU.

- Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_y = 0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B = 9,02 \times 1,70 + 12,21 \times 3,30 = 55,627 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 \quad \rightarrow \quad R_B \times 5 - \{(12,21 \times 3,3) \times 3,35\} - \{(9,02 \times 1,70) \times 0,85\} = 0$$

$$R_B = 148,015/5 \quad \rightarrow \quad R_B = 29,603 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 55,627 \text{ KN}$$

$$R_A = 55,627 \text{ KN}, R_B = 26,024 \text{ KN}$$

$$R_A = 26,024 \text{ KN}$$

$$R_B = 29,603 \text{ KN}$$

- Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELS

Les résultants sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3.4: Les efforts internes à l'ELS

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,70$	$26,024 - 9,02x$	$26,024x - 9,02 x^2$	0	26,024	0
			1,7	10,69	18,173
$0 \leq x \leq 3,30$	$12,21 x - 29,603$	$-12,21x^2 + 29,603x$	0	-29,603	0
			3,30	+10,69	-35,277

Moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

Tronçon : $0 \leq x \leq 3,30$ m

- **Point de moment Maximal :**

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 12,21 x - 29,603 = 0 \Rightarrow x = 2,42 \text{ m}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow -R_B + q_1 x = 0 \Rightarrow R_B = q_{u1} x \Rightarrow x = \frac{R_B}{q_{u2}} = \frac{29,603}{12,21} = 2,42 \text{ m}$$

Le moment est max pour la valeur : 2,42 m

$$D'où : M_z^{\max}(2,42) = -12,21 \times \frac{2,42^2}{2} + 29,603 \times 2,42 \Rightarrow M_z^{\max} = 35,886 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

- Moment corrigés en appuis : $M_{ap} = (-0,3) M_z^{\max} = (-0,3) \times (35,886) = -10,766 \text{ KN.m}$
- Moment corrigés en travée : $M_{tr} = (0,85) M_z^{\max} = (0,85) \times (35,886) = 30,503 \text{ KN.m}$

III.3.11. Diagramme des sollicitations à l'ELS

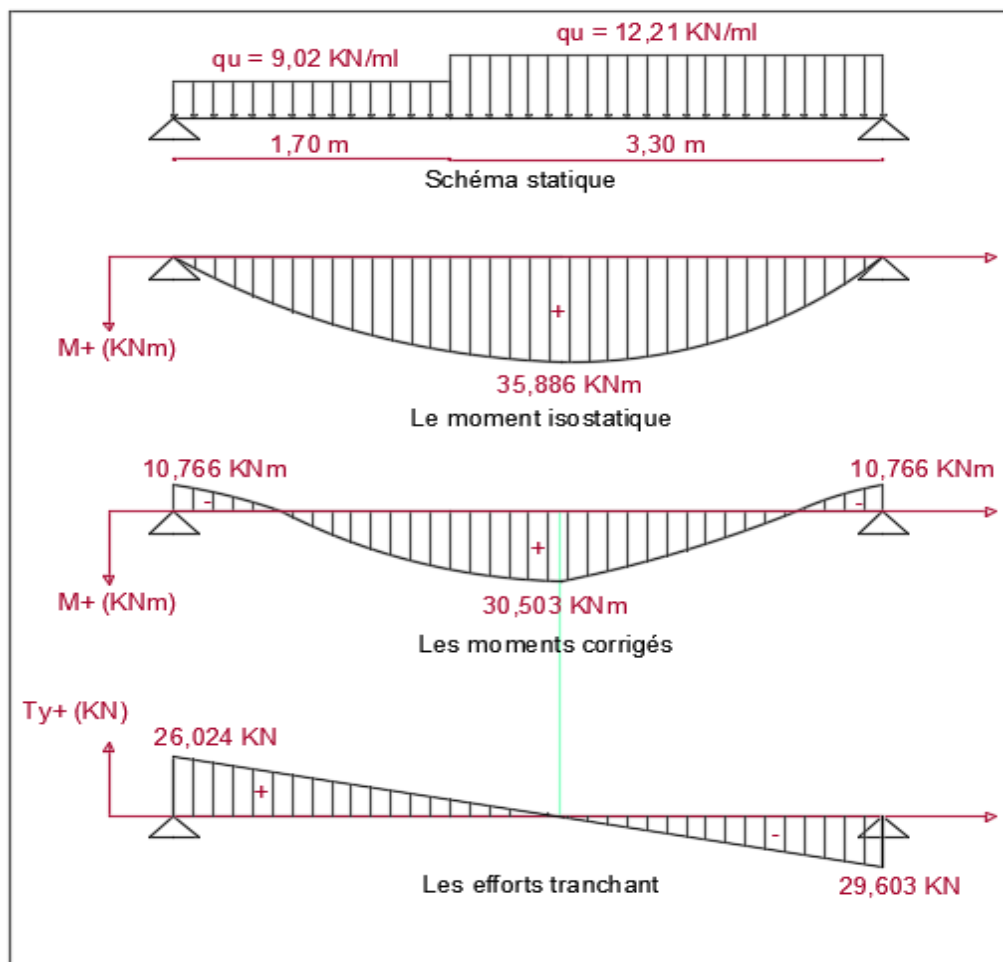


Figure III.3.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.3.12. Vérification à l'ELS

- Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 91 modifié 99 [03])

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL 91 modifié 99 [03]))

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

✓ En travée :

$$M_{st} = 30,503 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,314$$

$$k_1 = 41,82 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,912$$

$$\sigma_{st} = \frac{30,503 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 5,65} = 328,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = 7,86 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} Q = 1,5 \text{ KN/m}^2; G = 4,16 \text{ KN/m}^2 \\ \left(1,5 < \max \left\{ 2 \times 4,16 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2 \right\} = 8,32 \text{ KN/m}^2 \right) \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 7,86 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$$

Condition vérifiée

✓ Aux appuis :

$$M_{sa} = 10,766 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,314$$

$$k_1 = 41,82 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,912$$

$$\sigma_{st} = \frac{30,503 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 5,65} = 328,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{328,87}{41,82} = 7,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,86 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$$

Condition vérifiée

✓ **Etat limite de déformation (BAEL91 Modifié 99 [03]) / ARTB.6.5.2)**

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad b) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad c) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

L : Longueur libre de la section.

h : Hauteur de la paillasse.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment maximal en travée.

M_0 : Moment maximal isostatique.

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{500} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

✓ **Calcul de la flèche**

On doit vérifier que :

$$f_i = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

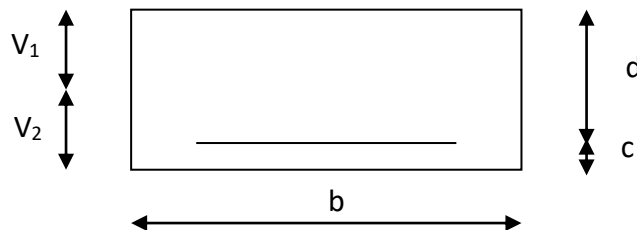


Figure III.3.7: la section de la paillasse

- **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + 15A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5,65$$

$$B_0 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx**

$$S_{/xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 = 21525,5 \text{ cm}^3$$

- **Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21525,5}{2084,75} = 10,33 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,33 = 9,67 \text{ cm}$$

$$V_1 = 10,33 \text{ cm}$$

$$V_2 = 9,67 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (10,35^3 + 9,65^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6,06 (9,65 - 2)^2$$

$$I_0 = 71870,216 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,0031$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0031 \times ((2 + 3))} = 6,77$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 2,71$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0031 \times 328,87 + 2,1} = 0,41$$

$$\mu = 0,41$$

- **Calcul de l'inertie fictive I_f**

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 71870,216}{1 + 2,71 \times 0,41} = 37448,362 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de flèche**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

AN:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,21 \times (4,70 \times 10^3)^4}{10818,86 \times 71870,216 \times 10^4} = 9,98 \text{ mm} \quad f = 9,98 \text{ mm} < \bar{f} = 10 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée

Conclusion

Après toutes vérifications, l'escalier des étages ($H=4.08\text{m}$) sera ferrailé comme suit :

- **Aux Appuis :**

Armatures principales : **5HA12/ml** avec un espacement $St=20\text{ cm}$.

Armatures de répartitions : **4HA8/ml** avec un espacement $St=25\text{ cm}$.

- **En travée :**

Armatures principales : **5HA12/ml** avec un espacement $St=20\text{ cm}$.

Armatures de répartitions : **4HA8/ml** avec un espacement $St=25\text{ cm}$.

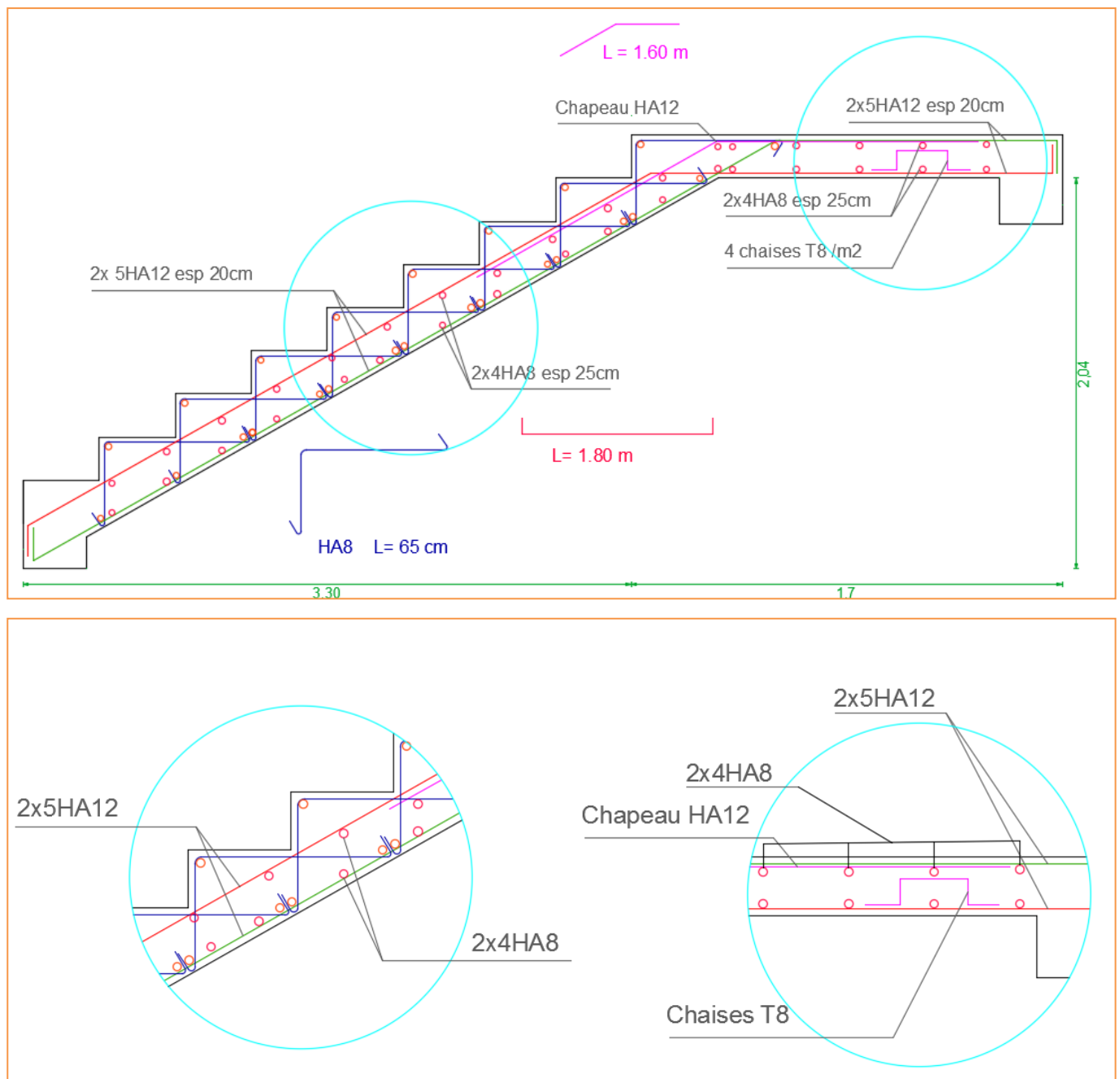


Figure III.3.8 : Schéma du ferrailage de l'escalier des étages ($H=4.08\text{ m}$)

III.4. Calcul de la poutre palière

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est de 4.00m.

III.4.1. Pré dimensionnement

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

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

Avec :

ht : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

- **La hauteur :**

$$L=400-30=370\text{cm}$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24,66\text{cm} \leq h_t \leq 37\text{cm} \quad \text{On opte pour } h_t = 35\text{cm}$$

- **La largeur :**

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

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

On opte pour : $b = 25\text{cm}$

✓ **Vérification relative aux exigences du RPA (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003) :**

- $b \geq 20\text{cm}$	$25 \geq 20\text{cm}$	Condition vérifiée
- $h_t \geq 30\text{cm}$	$35 \geq 30\text{cm}$	Condition vérifiée
- $h_t / b \leq 4$	$35/25 = 1,4 < 4$	Condition vérifiée

Conclusion

La poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

III.4.2. Détermination des Charges et surcharges

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier

- **Poids propre de la poutre**

$$G_p = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2,19 \text{ KN/ml}$$

- **Poids propre de mur intérieur**

Tableau III.4.1: Charge totale du mur intérieur

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			Poids volumique (KN/m ³)	Référence	
01	Enduit en ciment	0,02	18	VI.C.2.2	0,36
02	Brique creuse	0,10	9	VI.C.1.1, B	0,90
03	Lame d'air	0,05	/	/	0,00
04	Brique creuse	0,10	9	VI.C.1.1, B	0,90
05	Enduit en plâtre	0,02	10	VI.C.2.1	0,20
G total :					2,36

$$G_m = 2,36 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où } G_{TOT} = G_m \times \frac{L}{2} + G_p = 2,36 \times \frac{4,08}{2} + 2,19 = 7,004 \text{ KN/ml}$$

$$G_{TOT} = 7,004 \text{ KN/ml}$$

- **Chargement dû aux réactions du palier**

$$\text{Réaction du palier à l'ELU : } R_u = 40,904 \text{ KN}$$

$$\text{Réaction du palier à l'ELS : } R_s = 29,603 \text{ KN}$$

- **Les combinaisons de charges**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 7,004) + 40,904 = 50,359 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + T_s = 7,004 + 29,603 = 36,607 \text{ kN/ml}$$

III.4.3. Calcul des efforts internes

III.4.3.1. Les efforts internes à l'ELU

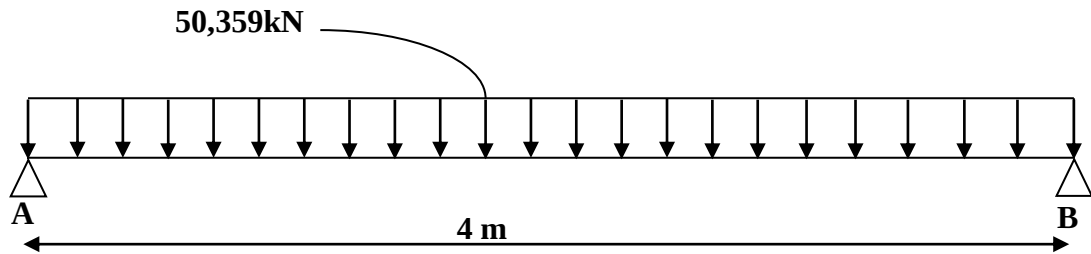


Figure III.4.1: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

Réaction d'appuis : $R_a = R_b = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{50,359 \times 4}{2} = 100,718 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T_{\max} = 100,718 \text{ KN}$

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{50,359 \times 4^2}{8} = 100,718 \text{ KN}$

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0,85 \times 100,718 = 85,610 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0,3 \times 100,718 = -30,215 \text{ KN.m}$

III.4.3.2. Diagrammes des efforts internes à l'ELU

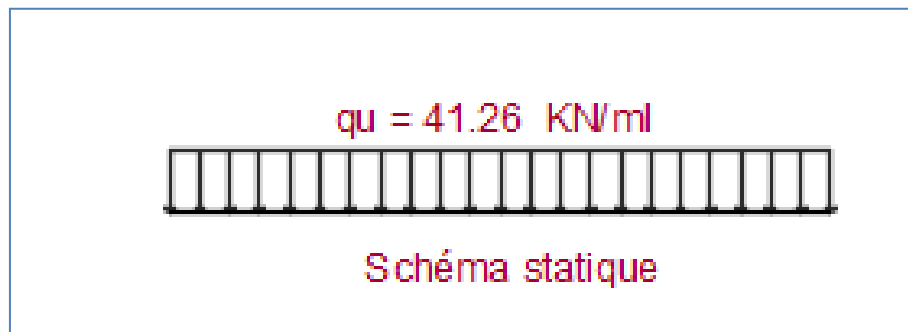


Figure III.4.2: Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

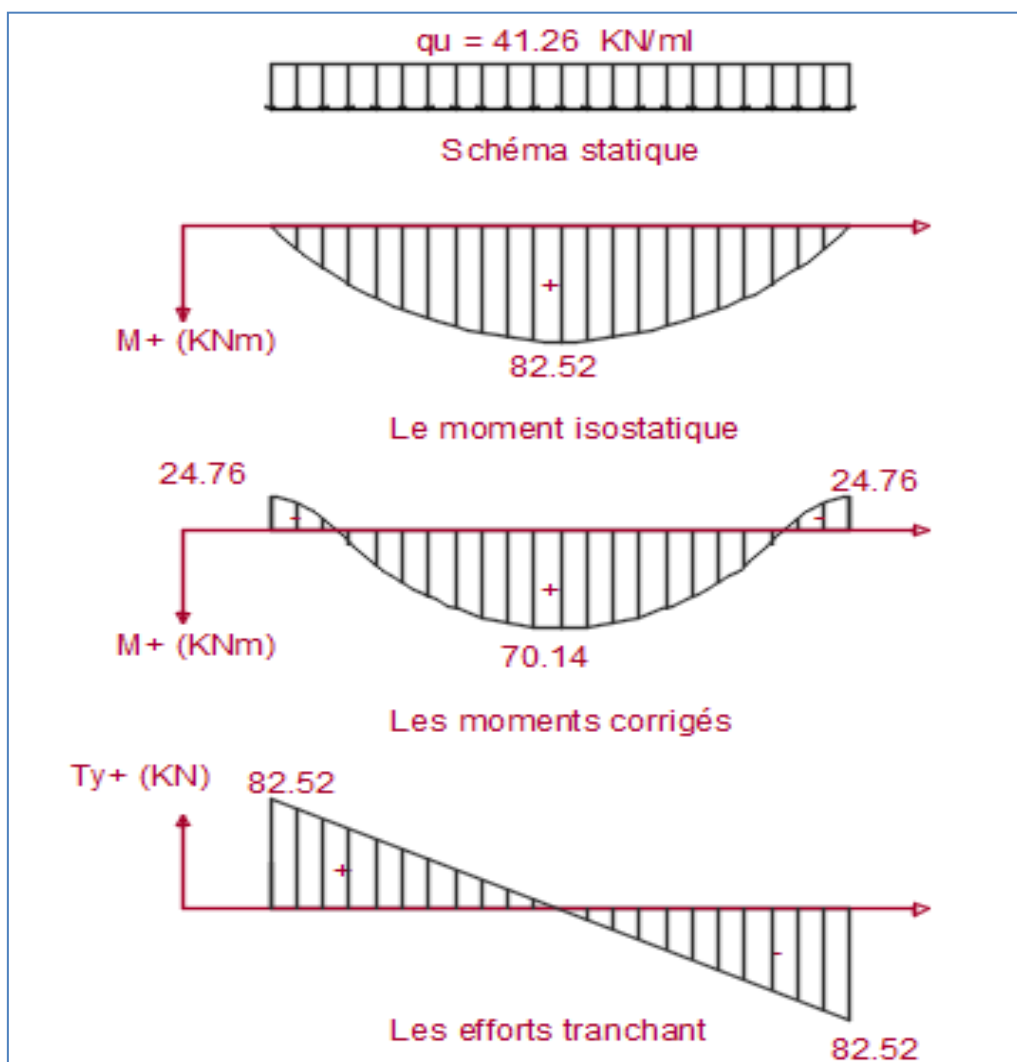


Figure III.4.3: Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.4.3.3. Les efforts internes à l'ELS

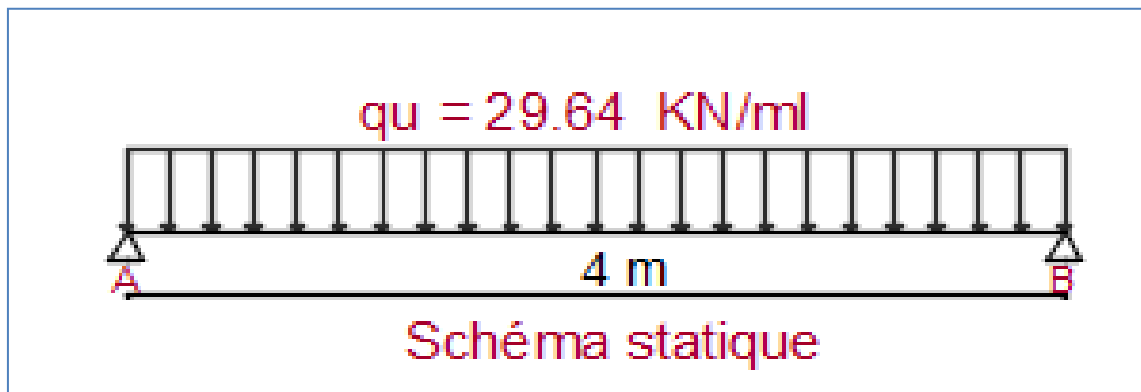


Figure III.4.4: Schéma statique à l'ELS.

Réaction d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{36,607 \times 4}{2} = 73,214 \text{ KN}$$

Effort tranchant :

$$T_{\max} = 73,214 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{36,607 \times 4^2}{8} = 73,214 \text{ KN}$$

Moments corrigés :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 73,214 = 62,232 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 73,214 = -21,964 \text{ KN}$$

III.4.3.4. Diagramme des efforts interne à l'ELS

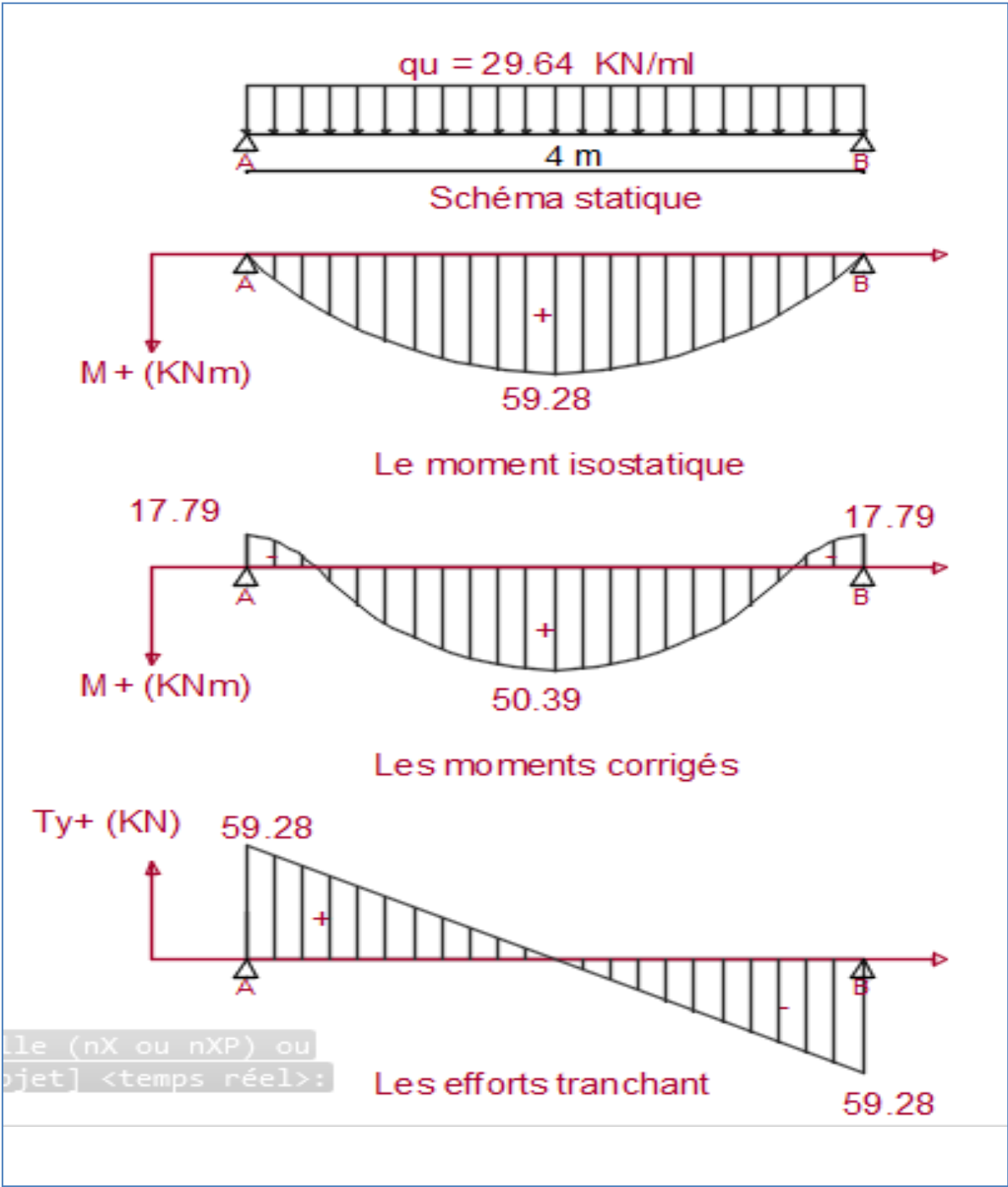


Figure III.4.5: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

II.4.4. Calcul à l'ELU

III.4.4.1. Le Ferrailage en travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 85,610 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{85,610 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0,222$$

$$\mu = 0,222 < \mu_l 0,392 \quad (\text{SSA})$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,222 \rightarrow \beta = 0,873$$

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

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{85,610 \times 10^3}{0.873 \times 33 \times 348} = 8,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3HA14 + 2HA16 = 8,64 \text{ cm}^2$$

III.4.4.2. Ferrailage aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$M_a = 30,215 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{30,215 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.078$$

$$\mu = 0,078 < \mu_l 0.392 \text{ (SSA)}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,078 \rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{30,2154 \times 10^3}{0,959 \times 33 \times 348} = 2,74 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit : } A_a = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

III.4.5. Les vérifications à l'ELU

✓ **Condition de non fragilité BAEL 91 modifier 99 [03]/ (A.4.2.1/)**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

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

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 1,00 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_t = 8,64 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,00 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- **Aux appuis :**

$$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,00 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant (la contrainte de cisaillement) (Art BAEL91 / modifiée 99 [03]/ A.5.1.211) :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec :

$$T_{\max} : \text{effort tranchant.} \quad \rightarrow \quad T_{\max} = 100,718 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{100,718 \times 10}{25 \times 33} = 1,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

- ✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.3/BAEL91 /modifiée 99 [03]/)**

- **Influence sur le béton**

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

$$T_{\max} : \text{effort tranchant} \quad \rightarrow \quad T_{\max} = 100,718 \text{ KN}$$

a : longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0,9 \times d$)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 33 \times 25 \times 10^{-1} = 495 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 100,718 \text{ KN} \leq 495 \text{ KN} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

- Influence sur les armatures

$$(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec :

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$M_a = 30,215 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 100,718 \text{ KN}$$

$$A_{\text{stan crer}} = (100,718 - \frac{30,215}{0.9 \times 0.33}) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,029 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{stadopté}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\text{stan crer}} = -0,029 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL 91 modifiées99 [03] /ART A.6.1.3)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :

$\sum \mu_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum \mu_i = n \pi \phi = 3 \times \pi \times 1,4 = 13,188 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{100,718}{0.9 \times 33 \times 13,188} \times 10 = 2,571 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,571 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

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

III.4.6. Calcul des armatures transversal

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL91 [03]/ Art A.7.2.12)

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \emptyset_l S, \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

$\emptyset_t$: diamètre des armatures transversal.

$\emptyset_l$: diamètre des armatures longitudinales

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}, 1,4, \frac{25}{10} \right\} = \min \{1 ; 1,4 ; 2\} = 1,00 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier et un cadre de **HA8**

✓ **Espacement des armatures transversal :selon le (RPA 2003 [01]/ Art7.5-2.2)**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}, 12 \emptyset_l, 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1,4 ; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{8,75 ; 16,8 ; 30 \text{ cm}\} = 8,75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

III.4.7. Vérification à ELS

✓ **État limite d'ouverture des fissurations (BAEL 91 modifiées 99 [03]/ Art. B.6.3)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

✓ **État limite de compression du béton (BAEL 91 modifiées 99[03]/ Art A.4.5.2)**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Moment corrigé

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0,85 \times 72,232 = 62,232 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0,3 \times 80,66 = -29,664 \text{ KN.m}$

- En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 62,232 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 8,64 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 8,64}{25 \times 33} = 1,04$$

$$\rho_1 = 1,04 \rightarrow \beta_1 = 0,858 \rightarrow K_1 = 20,21$$

$$\sigma_{st} = \frac{62,232 \times 10^3}{0,858 \times 33 \times 8,64} = 254,389 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{20,21} \times 254,389 = 12,587 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12,587 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

$$\sigma_{st} = 254,389 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

- Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 21,964 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 33} = 0,560$$

$$\rho_1 = 0,560 \rightarrow \beta_1 = 0,888 \rightarrow K_1 = 29,64$$

$$\sigma_{st} = \frac{21,964 \times 10^3}{0,888 \times 33 \times 4,62} = 162,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{29,64} \times 162,23 = 5,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

$$\sigma_{st} = 162,23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ **Vérification de la flèche (BAEL91 modifiée 99[03]/ Art B.6.5, 2)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$4) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$5) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$6) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec h : hauteur totale. ($h = 35$ cm)

l : portée entre nus d'appuis. ($l = 370$ cm)

M_t : moment max en travée. ($M_t = 62,232$)

M_0 : moment max de la travée isostatique. ($M_0 = 73,214$ KN)

A_t : section des armatures. ($A_t = 8,64$ cm²)

d : hauteur utile de la section droite. ($d = h - c = 35 - 2 = 33$ cm)

b : largeur de la nervure. $B = 25$ cm

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{370} = 0,0945 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{400} = 0,0945 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{62,232}{10 \times 73,214} = 0.085$$

Condition vérifiée

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{8,64}{25 \times 33} = 0.0104 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition non vérifiée

Remarque :

Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calcul la flèche.

Conclusion

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales : 3HA14+2HA16 en travée

3HA14 aux appuis

Armatures transversales : Cadre + étrier HA8

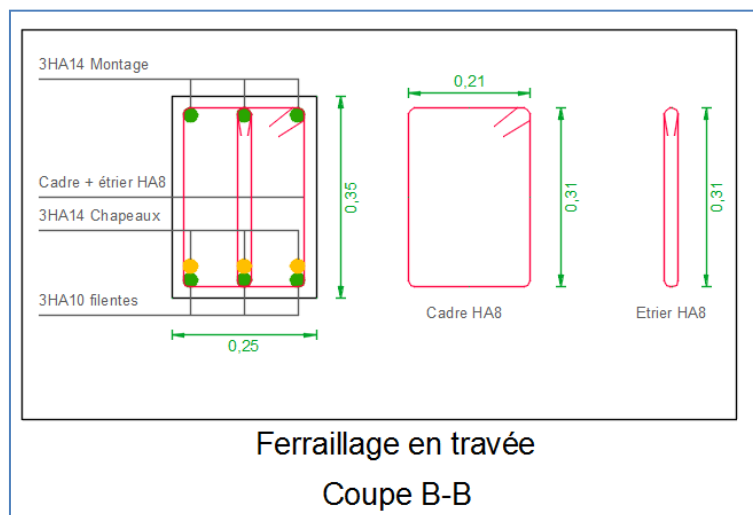
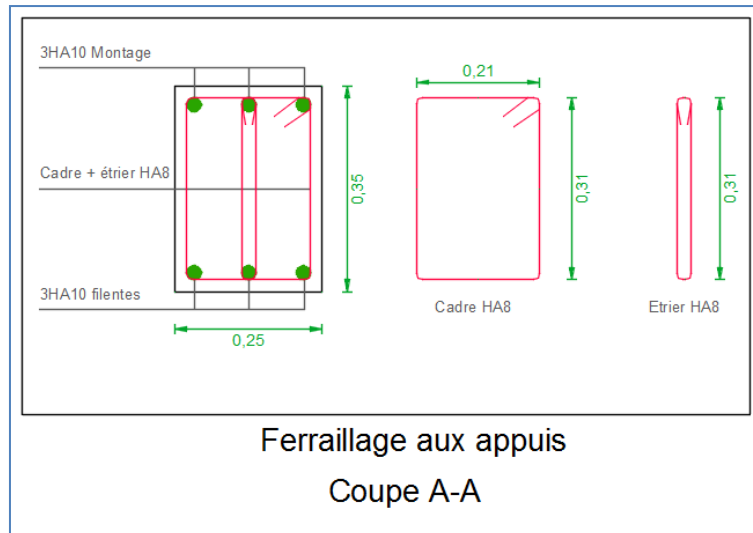
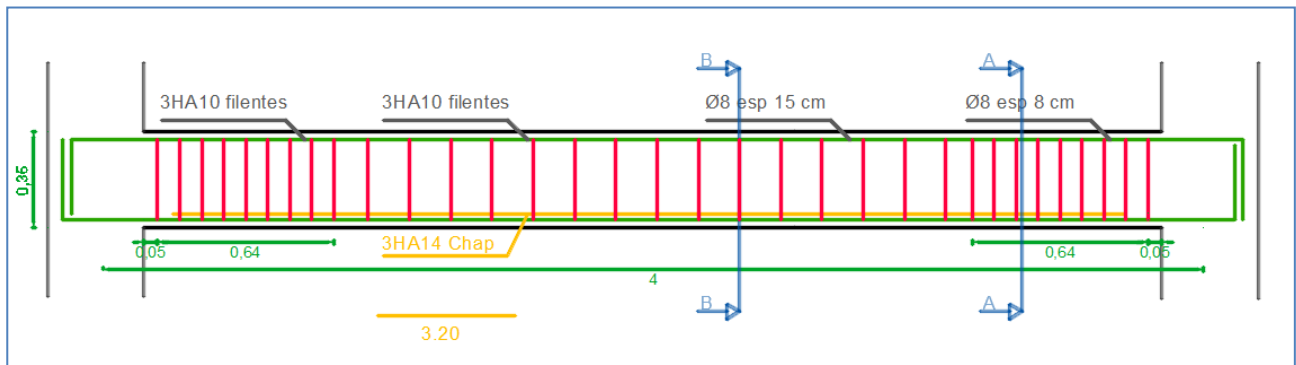


Figure III.4.6: Schéma de ferrailage de la poutre palière

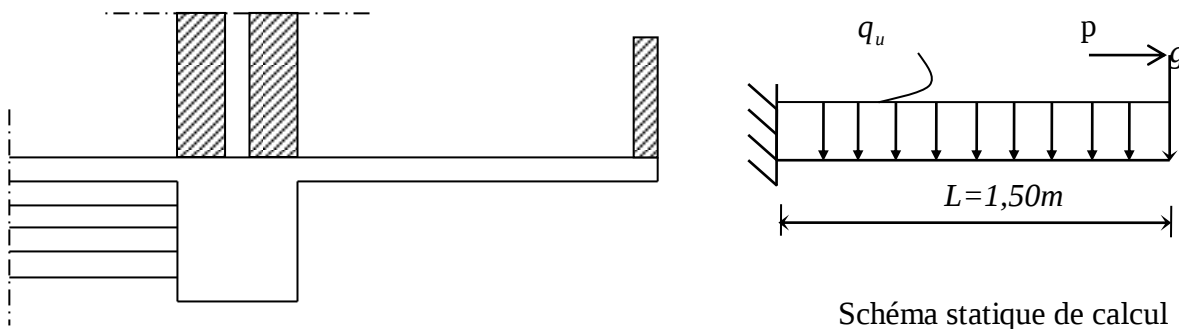
III.5. Calcul du balcon en dalle pleine

Pour le cas de notre structure, le calcul se fera juste pour les balcons en dalle pleine. Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive, avec un garde-corps de hauteur $H=1\text{m}$ en maçonnerie brique creuse de 10cm d'épaisseur.

L'épaisseur de la dalle pleine est calculée par la formule suivante :

Avec :

- **G** : charge permanent uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.
- **Q** : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
- **g** : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.



Remarque :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de longueur.

III.5.1. Pré dimensionnement de la dalle pleine

La dalle pleine est un élément horizontal en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur, coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. L'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq L_0 / 10$$

$L_0 = 1,50\text{ m}$: portée libre.

e_p : épaisseur de la dalle

$$e_p \geq \frac{1,50}{10} \rightarrow e \geq 15\text{ cm}$$

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

✓ Critère de résistance

$ep \geq \frac{Lx}{20}$ pour une dalle sur un ou deux appuis parallèles.

$\frac{Lx}{45} \leq ep \leq \frac{Lx}{40}$ pour une dalle sur trois appuis ou sur quatre appuis avec $\rho > 0,4$

Application numérique :

Dalle sur deux appuis : $ep \geq \frac{Lx}{20} \rightarrow ep \geq \frac{150}{20} \rightarrow ep \geq 7,5 \text{ cm}$

Dalle sur trois appuis : $\frac{150}{45} \leq ep \leq \frac{150}{40} \rightarrow 3,33 \text{ cm} \leq ep \leq 3,75 \text{ cm}$

✓ Condition de résistance au feu

Pour deux heures (120 mn) d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à **12 cm (NF EN 1992 1-2) [06]**

Finalement, nous allons adopter une épaisseur des dalles pleines et des balcons de **15 cm**

III.5.2. Détermination des charges et surcharges

III.5.2.1. Charge permanente

Charges uniformément réparties (G) :

$G = 5,91 \text{ KN/m}^2$ (déterminée dans le chapitre II)

Charge concentrée(g)

Tableau III.5.1: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2 [02]		Charges (KN/m ²)
			Poids volumique (KN/m ³)	Référence	
01	Enduit en ciment	0,02x2	18	VI.C.2.2	0,72
02	Mur en béton armé	0,1	25	VI.C.3, A	2.5
G total :					3.22

III.5.2.2. Surcharge d'exploitation

- Charge d'exploitation du balcon $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$ (donnée par le DTR BC 2.2)
- Charge horizontale due à la main courante $p = 1 \text{ KN/ml}$

III.5.2.3. Combinaison de charges

Le balcon travaille en flexion composée.

✓ **A l'ELU :**

$$\text{Dalle : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = (1,35 \times 5,91 + 1,5 \times 3,5) \times 1m = 13,23 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde-corps : } g_{u1} = 1,35G_1 = 1,35 \times 3,22 = 4,347 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La main courante : } p_u = 1,5p = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$$

- **A l'ELS:**

$$\text{Dalle : } q_s = (G + Q) \times 1m = (5,91 + 3,5) \times 1m = 9,41 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde-corps : } g_{s1} = G_1 = 3,22 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La main courante : } p_s = p = 1 = 1,0 \text{ KN/ml}$$

III.5.3. Calcul à l'ELU

✓ **Calcul des moments**

$$N_u = N_u = -1,5 \text{ KN (effort de traction)}$$

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} - g_u \times l - p_u \times l_1 = -\frac{13,23 \times (1,50)^2}{2} - 4,347 \times 1,50 - 1,50 \times 1 = -22,90 \text{ KN.m}$$

Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

✓ **Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{22,90}{1,5} = 15,27 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{15}{2} - 2 = 0,055 \text{ m}$$

$$e_u = 15,27 \text{ m} > \frac{h}{2} - C = 0,055 \text{ m}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de traction, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

III.5.3.1. Ferrailage

a) Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

- Calcul en flexion simple :

$$g = eu + h/2 - c = 15,27 + 0,15/2 - 0,02 = 15,33 \text{ m}$$

- Moment fictif par rapport aux aciers tendus :

$$M_f = N_u \times g = 1,5 \times 15,33 = 23,00 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :
$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,00 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,096$$

$$\mu_f = 0,096 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_f = 0,096 \Rightarrow \beta = 0,949$$

- Les armatures fictives :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23,00 \times 10^3}{0,949 \times 13 \times 348} = 5,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 5,36 \text{ cm}^2$$

- Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = 5,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = (\text{armatures de montage})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 5,36 - \frac{1,5 \times 10}{348} = 5,32 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} = A_{scf} = 0 \end{array} \right.$$

Soit : 5 HA12 = 5,65 cm² avec un espacement St=20 cm.

b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

III.5.4. Calcul à l'ELS

- Calcul des moments

$$N_s = p_s = - 1,0 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g l + p l_1 = \frac{9,41 \times (1,50)^2}{2} + 3,22 \times 1,50 + 1,0 \times 1 = 16,42 \text{ KN.ml}$$

III.5.5. Vérifications à l'E L U

✓ Espacement des armatures

Armatures principales : $S_t < \min(3h; 33cm) \Rightarrow S_t = 20cm < 33cm \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Armatures de répartition : $S_t < \min(4h; 45cm) \Rightarrow S_t = 25cm < 45cm \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

✓ Condition de non fragilité (BAEL91[03]/ Art A.4.2)

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.100.13.2,1}{400}$$

$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

✓ Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91[03]/ Art .A.5.1,1)

$$V_u = q_u \times L + g_u = 13,23 \times 1,50 + 4,347 = 24,19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0.d} = \frac{24,19 \times 10^3}{1000.130} = 0,186 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciables: $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{ct28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,186 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91[03]/ ArtA.6.1.3)

Pour qu'il n'y ait pas entraînement des barres alors Il faut vérifier cette condition :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{et} \quad \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum u}$$

$\sum u_i$: La somme des périmètres utiles des barres tendues

$$\sum u_i = 3,14 \times 5 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$, avec : $\Psi_s = 1,5$ (pour les aciers HA)

$$\tau_{se} = \frac{24,19 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,10 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$

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

✓ **Longueur de scellement droit : (BAEL91 [03]/ Art A.6.1,22)**

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi_l f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

Étant donnée la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre principale à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

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

III.5.6. Vérification à l'ELS

✓ **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (BAEL91[03]/ Art.5.3,2)**

La fissuration est considérée peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

✓ **Vérification de la résistance à la compression du béton : (BAEL91[03]/ Art.4.5,2)**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ et } \sigma_{st} = k_1 \cdot \sigma_{bc} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

- **Contrainte dans l'acier :** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435$$

$$\rho_1 = 0,435 \Rightarrow k_1 = 34,50 \Rightarrow \beta_1 = 0,899$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16,42 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 565} = 248,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 248,67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans le béton :** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{st} = k_1 \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{248,67}{34,50} = 7,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **État limite de déformation :(BAEL91[03]/ Art B.6.8,424)**

D'après les règles du BAEL 91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}, \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e}, \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,004 \\ \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \end{array} \right\} \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{16,42}{15 \times 22,90} = 0,048 \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 \end{array} \right\} \frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.5.7. Conclusion

Le balcon est ferrailé comme suit :

Armatures principales : 5HA12 avec $e=20$ cm.

Armatures secondaires : 4HA8 avec $e=25$ cm.

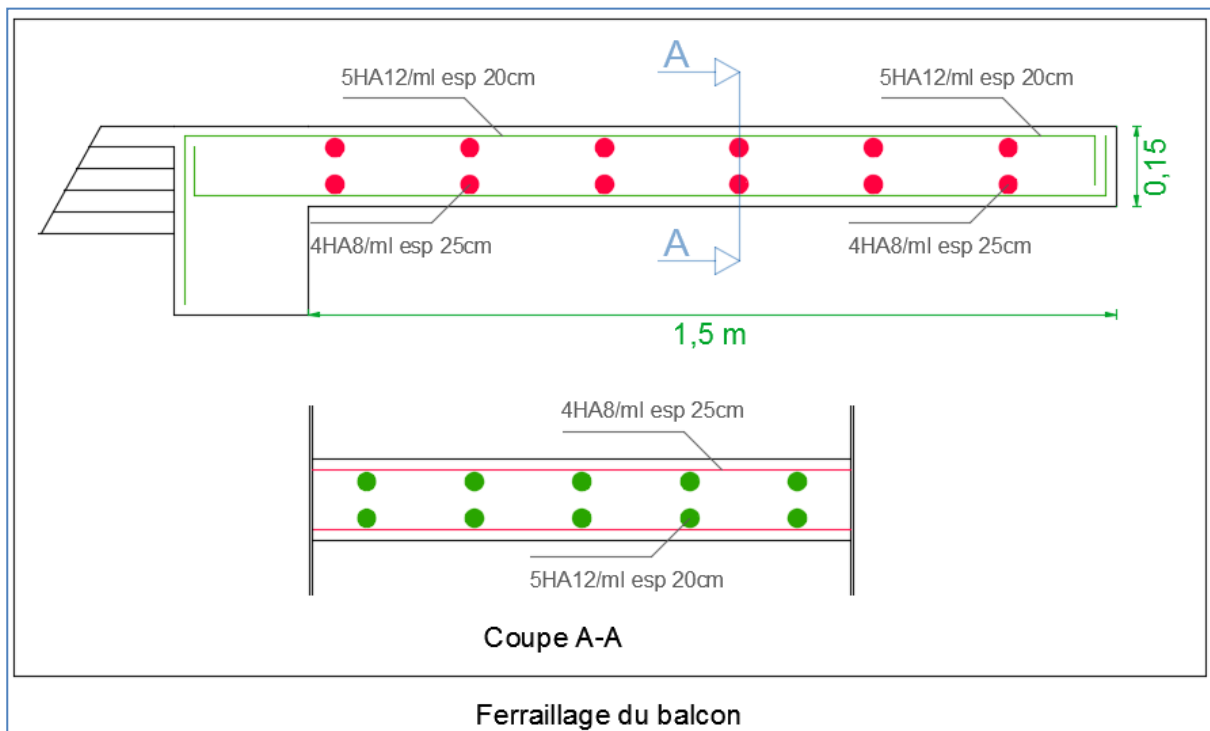


Figure III.5.1: Ferraillage du balcon

III.6. La poutre de chaînage

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.6.1. Pré dimensionnement

- La hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec h_t : La hauteur de la poutre.

$L_{\max}$: La longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$$

Donc : $\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10} \rightarrow 31,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 47 \text{ cm} \rightarrow \text{On opte pour } h_t = 35 \text{ cm}.$

- La largeur

La largeur de la poutre de chaînage est donnée par : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

Alors $14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}.$

Selon le RPA2003 : $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte pour } b = 25 \text{ cm}.$

✓ Vérification relative aux exigences (RPA 99 version 2003 [01]/ Art 7.5.1)

$b \geq 20 \text{ cm} \quad 25 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$

$h_t \geq 30 \text{ cm} \quad 35 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$

$h_t / b \leq 4 \quad 35/25 = 1,4 < 4 \quad \text{Condition vérifiée}$

Conclusion

La poutre de chaînage a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2.$

III.6.2. Détermination des charges et surcharges

a) Les charges permanentes

- Le poids propre de la poutre : $25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,187 \text{ KN/ml}$.
- Le poids du mur : ($G = 2.36 \text{ KN/m}^2$ pour le mur en double cloison)

Pour les étages a $h=4,08$ $(4,08 - 0,35) \times 2.36 = 8,802 \text{ KN/ml}$.

Pour les étages a $h= 3,06$ $(3,06 - 0,35) \times 2.36 = 6,396 \text{ KN/ml}$.

- Le poids du plancher : ($G = 4,04 \text{ KN/m}^2$).

$$\frac{4,04}{2} \times 0,65 = 1.313 \text{ KN/ml}.$$

- Nous tenons en compte alors le cas le plus défavorable, soit :

$$G = 2,187 + 8,802 + 1,313 = 12,302 \text{ KN/ml}.$$

b) Les surcharges d'exploitation

- Sous-sol, RDC, 1^{er} et 7^{ème} étage : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = 2.5 \times \frac{0.65}{2} = 0,812 \text{ KN/ml}$.
- 2^{ème} et 8^{ème} étage : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = 3.5 \times \frac{0.65}{2} = 1,137 \text{ KN/ml}$.
- Étages courants et plancher terrasse : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0,487 \text{ KN/ml}$.

Nous tenons en compte alors le cas le plus défavorable, soit : $Q = 1,137 \text{ KN/ml}$.

c) Les combinaisons de charges

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5 Q \rightarrow q_{u2} = (1,35 \times 12,302) + (1,5 \times 1,137) \rightarrow q_u = 18,313 \text{ KN/ml}.$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q \rightarrow q_s = 12,302 + 1,137 \rightarrow q_s = 13,439 \text{ KN/ml}$$

III.6.3. Le ferrailage du la poutre

III.6.3.1. Calcul des efforts internes

✓ A L'ELU :

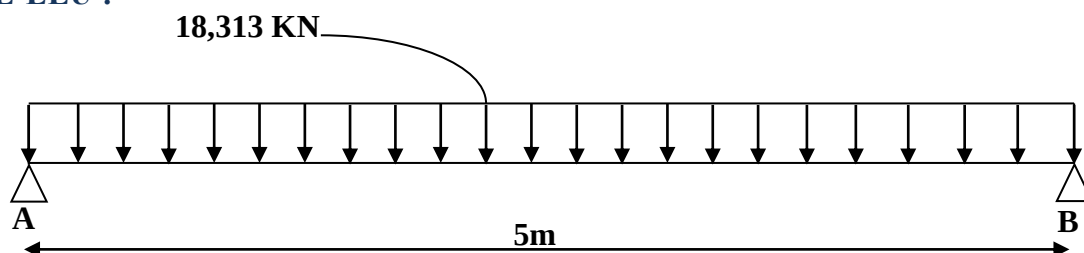


Figure III.6.1: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{18,313 \times 5}{2} = 45,782 \text{ KN}$
- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{18,313 \times 5^2}{8} = 57,228 \text{ KN.m}$
- Moment corrigé :
 En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 57,228 = 48,643 \text{ KN.m}$
 Aux appuis : $M_a = -0,30 M_0 = -0,30 \times 57,228 = -17,168 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts interne :

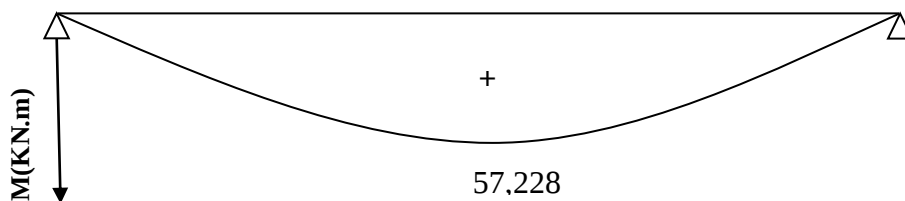


Figure III.6.2: Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

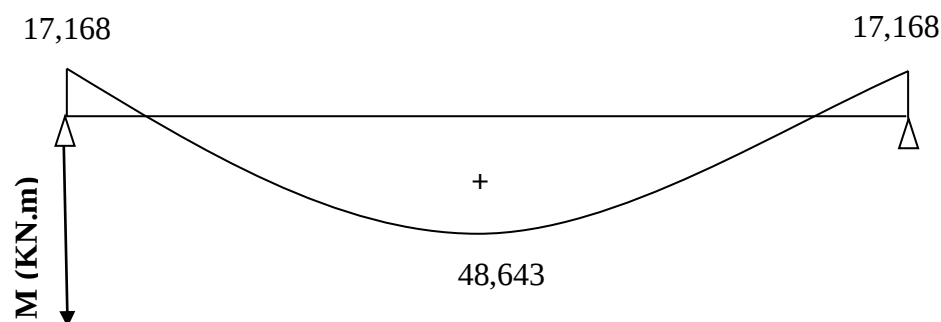


Figure III.6.3: Diagramme des moments corrigé à l'ELU.

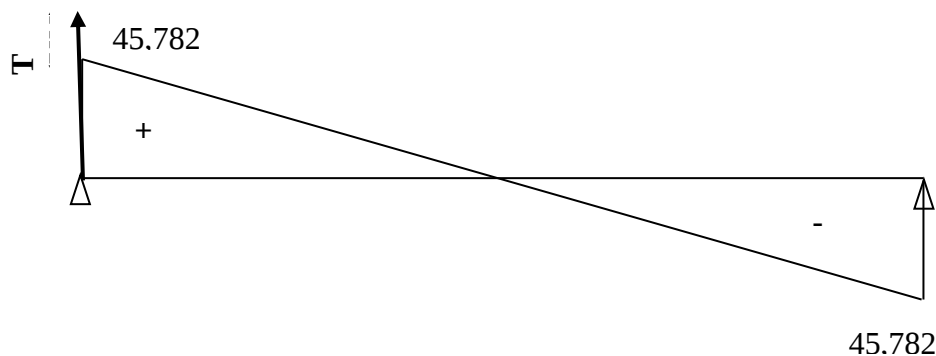


Figure III.6.4: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

✓ A L'ELS :

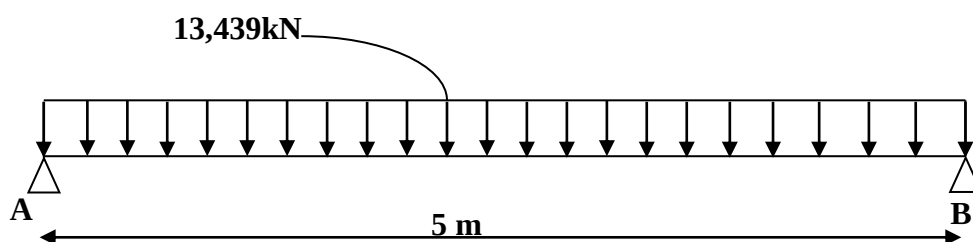


Figure III.6.5: Schéma statique de la poutre de chainage a l'ELS.

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{13,439 \times 5}{2} = 33,597 \text{ KN}$
- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{13,439 \times 5^2}{8} = 41,996 \text{ KN}$
- Moment corrigé :
 En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 41,996 = 35,696 \text{ KN.m}$
 Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 41,996 = -12,598 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts interne :

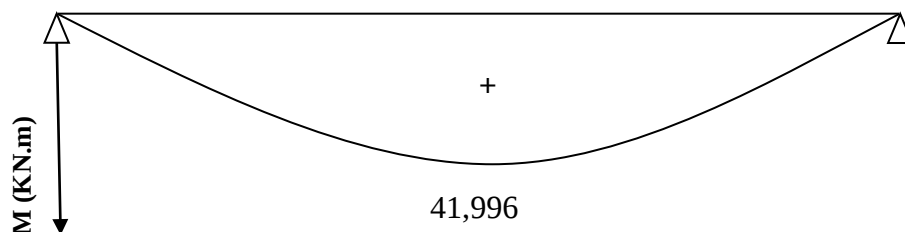


Figure III.6.6: Diagramme de moment isostatique à l'ELS.

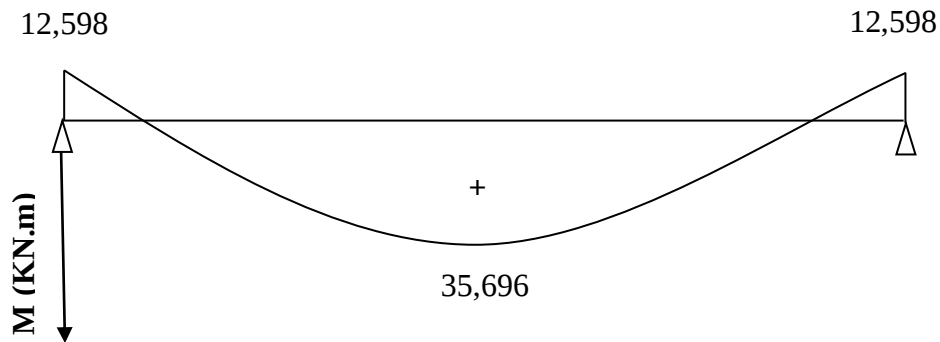


Figure III.6.7: Diagramme des moments corrigé à l'ELS.

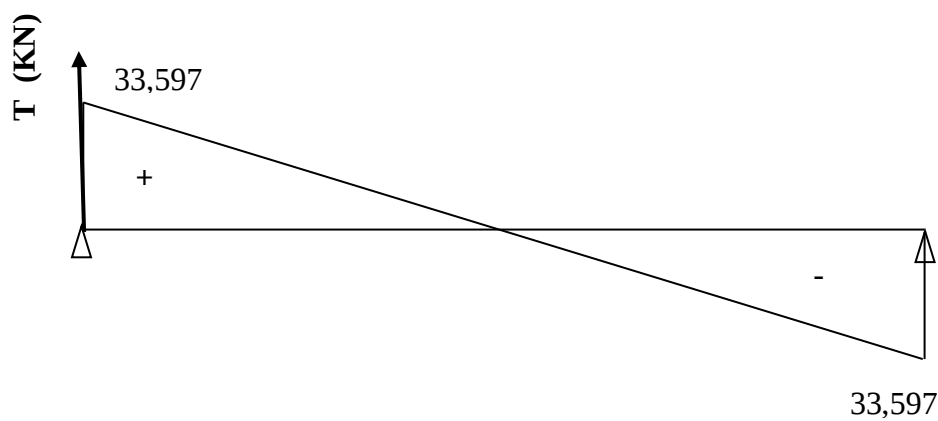


Figure III.6.8: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

III.6.3.2. Calcul à l'ELU

Le ferraillage en travée : $\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$

Avec: $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$.

$$M_t = 48,643 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{48,643 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0,126 \quad \rightarrow \mu = 0,126 < \mu_l 0,392 \quad (\text{SSA})$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant. $\mu = 0,126 \rightarrow \beta = 0.932$

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

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_t = \frac{48,643 \times 10^3}{0.932 \times 33 \times 348} = 4,54 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$M_a = 17,168 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{17,168 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_l 0.392 \quad (\text{SSA})$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

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

$$A_a = \frac{17,168 \times 10^3}{0,978 \times 33 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

III.6.3.3. Vérification à l'ELU

✓ Condition de non fragilité (BAEL91[03]/ Art A.4.2.1)

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

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

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$\text{En travée : } A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant (la contrainte de cisaillement): (BAEL91 modifiée 99 [03]/ A.5.1.211)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d}$$

$$\text{Avec } T_{\text{max}} : \text{effort tranchant maximal} \rightarrow T_{\text{max}} = 45,782 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{45,782 \times 10}{25 \times 33} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{fissurations peu nuisibles}).$$

$$\text{Avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis): (BAEL91 modifiée 99 [03]/ ArtA.5.1.3)**

- **Influence sur le béton**

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

$$T_{\max} : \text{effort tranchant} \rightarrow T_{\max} = 45,782 \text{ KN}$$

a : Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 33 \times 25 \times 10^{-1} = 495 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 45,782 \text{ KN} \leq 495 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

- **Influence sur les armatures**

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec :

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$M_a = 17,168 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 45,782 \text{ KN}$$

$$\left(45,782 - \frac{17,168}{0.9 \times 0.33} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 1,29 \text{ cm}^2 < A_a = 4,62 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement: (BAEL91 modifiée 99 [03]/ Art A. A.6.1, 3)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \Sigma \mu_i}$$

Avec :

Σu_i : somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 1.4 = 13.188 \text{ cm}$$

n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{45,782}{0.9 \times 33 \times 13,188} \times 10 = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

III.6.3.4. Calcul des armatures transversal

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL91 modifiée 99 [03]/ Art A.7.2.12)

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \emptyset_1, \frac{b}{10} \right\}$$

$\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversal.

$\emptyset_1$: Diamètre des armatures transversal.

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}, 1.4, \frac{25}{10} \right\} = \min \{1 ; 1.4 ; 2.5\} = 1 \text{ cm}$$

Soit : $\emptyset_t = 8 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{On opte pour un cadre et un étrier en HA8}$

✓ **Espacement des armatures transversal (RPA 99 version 2003 [01]/ Art 7.5-2.2)**

$$- \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}, 12 \varnothing_l, 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{8.75; 16.8; 30 \text{ cm}\} = 8.75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$

$$- \text{ Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

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

III.6.3.5. Les vérification à ELS✓ **État limite d'ouverture des fissurations (BAEL91 modifiée 99 [03]/ Art B.6.3)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

✓ **État limite de compression du béton (BAEL91 modifiée 99 [03]/ Art A.4.5.2)**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 41,996 = \mathbf{35,696 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 41,996 = \mathbf{-12,598 \text{ KN.m}}$$

$$- \text{ En travée : } \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\text{Avec } M_s = 35,696 \text{ KN.m} ; \quad A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 33} = 0,56$$

$$\rho_1 = 0,56 \rightarrow \beta_1 = 0,888 \rightarrow K_1 = 29,64$$

$$\sigma_{st} = \frac{35,696 \times 10^3}{0,888 \times 33 \times 4,62} = \mathbf{263,66 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{29,64} \times 263,66 = \mathbf{8,89 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 8,89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

$$\text{- Aux appuis : } \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\text{Avec : } M_s = 12,598 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 33} = 0,56$$

$$\rho_1 = 0,56 \rightarrow \beta_1 = 0,888 \rightarrow K_1 = 29,64$$

$$\sigma_{st} = \frac{12,598 \times 10^3}{0,888 \times 33 \times 2,36} = \mathbf{182,16 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{29,64} \times 182,16 = \mathbf{6,15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 6,15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ **Vérification de la flèche (BAEL91 modifiée 99 [03]/ Art B.6.5, 2)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

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

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

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec h : Hauteur totale. ($h = 35 \text{ cm}$)

l : Porté entre-nus d'appuis ($l = 470 \text{ cm}$)

M_t : Moment max en travée. ($M_t = 35,696 \text{ KN.m}$)

M_0 : Moment max de la travée isostatique. ($M_0 = 41,996 \text{ KN.m}$)

A_t : Section des armatures. ($A_t = 4,62 \text{ cm}^2$)

b : Largeur de la nervure. $b = 25 \text{ cm}$

d : Hauteur utile de la section droite. ($d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$)

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{470} = 0.074 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{470} = 0.074 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{35,696}{10 \times 41,996} = 0.085$$

Condition vérifiée

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{4,62}{25 \times 33} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

III.6.4. Conclusion

La poutre de chaînage est ferrillée comme suit :

- En travée : **At = 3HA14**
- Aux appuis : **Aa = 3HA14**
- Un cadre et un étrier : **8**

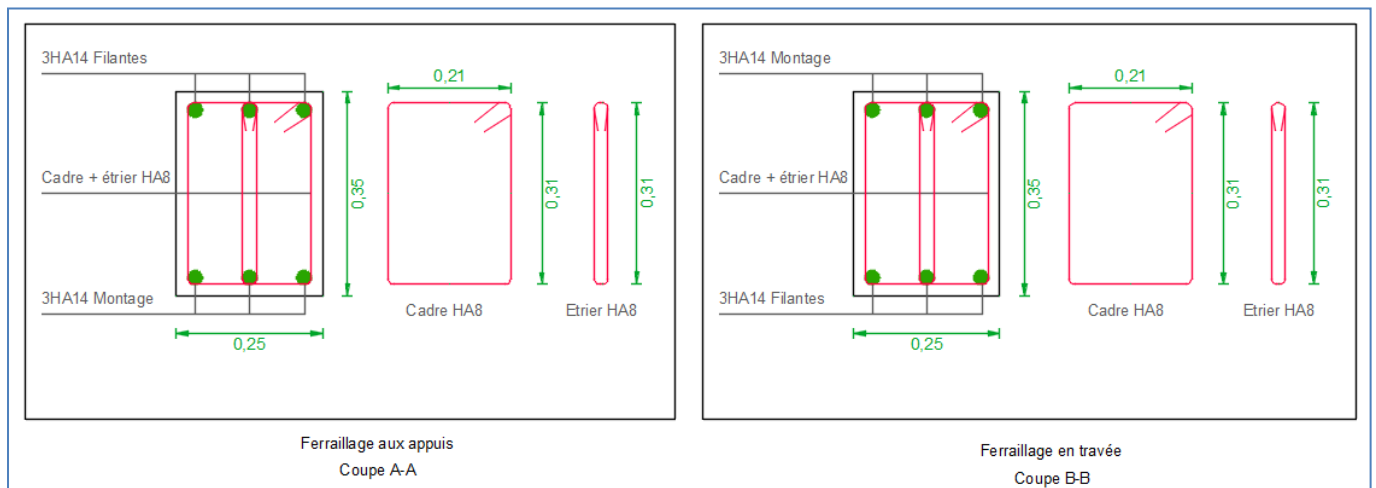


Figure III.6.9: Ferrailage de la poutre de chaînage.

III.7. Étude de l'ascenseur

III.7.1. Définition

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plupart du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.
- Treuil de levage de la poulie.
- Le contre poids.

III.7.2. Calcul de l'ascenseur

D'après la norme française **NF-P82-209 [07]** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208 [07]** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation ; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc; les dimensions sont :

- | | |
|------------------------------|----------------------|
| - Largeur de la cabine : | $L_c = 1.30\text{m}$ |
| - Longueur de la cabine : | $P_c = 1.25\text{m}$ |
| - Largeur de la gaine : | $L_G = 1.70\text{m}$ |
| - Longueur de la gaine : | $P_G = 1.65\text{m}$ |
| - Hauteur de la cabine : | $H_c = 2.20\text{m}$ |
| - Largeur du passage libre : | $L_p = 1.00\text{m}$ |
| - Hauteur du passage libre : | $H_p = 2.00\text{m}$ |
| - Épaisseur de voile : | $e = 20\text{cm}$ |
| - Hauteur de course : | $C = 36.46\text{m}$ |

Remarque :

Hauteur de la course : $(4.08 \times 3) + (3.06 \times 7) + 2.8$ m pour la cabine et le moteur (hauteur de la chambre de protection du matériel au-dessus de la terrasse).

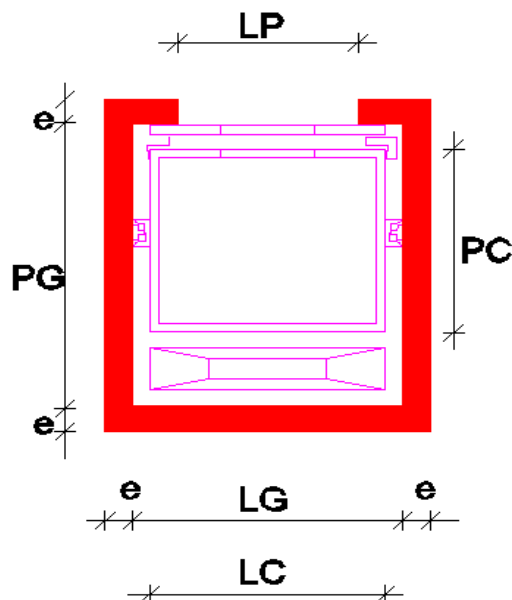


Figure III.7.1: Dimensions de l'ascenseur

III.7.3. Dimensionnement

La dalle repose librement sur les porteurs et est soumise à une charge localisée. Le calcul s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

- Épaisseur de la dalle

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{1,70} = 0,97 < 1 \Rightarrow \text{Le panneau porte dans les deux sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow e_p \geq \frac{L_x}{30} \geq \frac{165}{30} \Rightarrow e_p \geq 5,50 \text{ cm}$$

- Résistance au feu

Pour deux heures (120 mn) d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à **12 cm (NF EN 1992 1-2) [06]**

- Isolation acoustique

Il n'y a aucune orientation définissant les exigences acoustiques directement applicables pour les dalles pleines dans le document technique réglementaire (**DTR C 3.1.1 [08]**) en vigueur en Algérie. Nous allons alors appliquer **la loi de masse (DTR C 3.1.1 [08])/ Article II-6, page 23**), où l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse de la dalle.

En se référant à l'annexe **III du (DTR C 3.1.1[08])** la protection contre le bruit est assurée par un élément en béton ayant une masse surfacique égale 350 Kg/m² tel que l'épaisseur de l'élément est égale à 14 cm.

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e_p \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \quad \Rightarrow \quad e_p \geq 14 \text{ cm}$$

Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à **15 cm** ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s

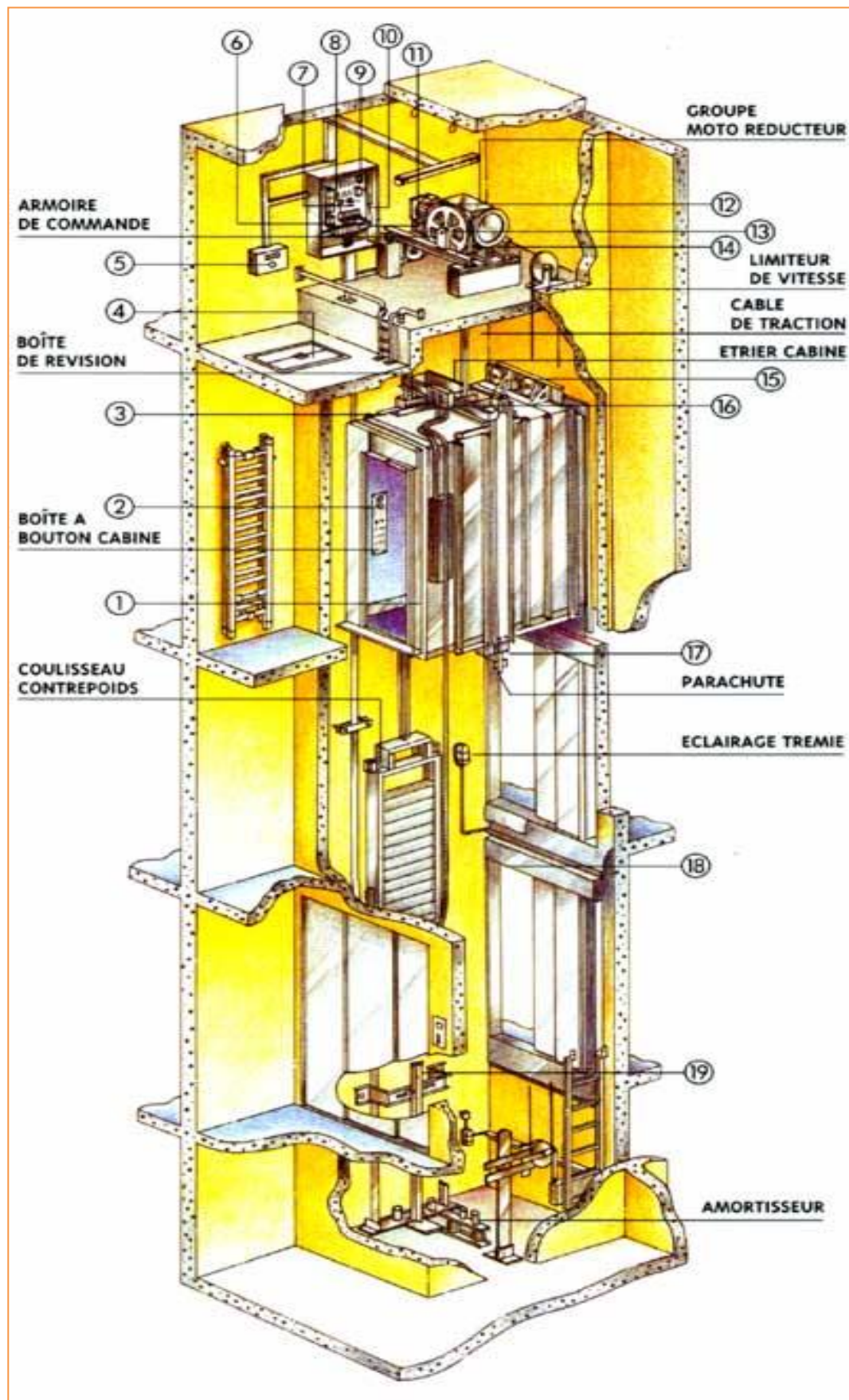


Figure III.7.2: Schéma des composants d'un ascenseur de type électrique.

III.7.4. Descente de charges

Les ascenseurs admis dans le projet sont de type « Ascenseur 630 Kg » (8 personnes), prescrits dans le règlement (**DTU 75-1 / 1978[09]**) et la norme (**NF P 82-751 / 2010. [09]**)

- **Surcharge d'exploitation** : $Q = 6 \text{ KN}$ (08 personnes)
- **Charges permanentes**

Masse de la cabine :

Elle est composée de la somme des masses suivantes :

Masse des côtés :

La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m^2 :

$$S_1 = (L_C + 2 \cdot P_C) \cdot H_C = (1.30 + 2 \times 1.25) \times 2.20 = 8.36 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 10^{-2} \times 8.36 = 1,058 \text{ KN}$$

Masse du plancher :

La masse du plancher à raison de 70 daN/m^2 pour appareils de 300 à 600 daN de charge :

$$S_2 = L_C \cdot P_C = 1.30 \times 1.25 = 1.63 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1.63 \times 10^{-2} = 1,141 \text{ KN}$$

Masse du toit :

La masse du toit à raison de 20 daN/m^2 :

$$S_3 = L_C \cdot P_C = 1.30 \times 1.25 = 1.63 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1.63 \times 10^{-2} = 0,326 \text{ KN}$$

Masse de l'arcade :

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = [60 + (60 \times 1,30)] \times 10^{-2} = 1,38 \text{ KN}$$

Masse de la porte de la cabine :

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = [80 + (25 \times 1 \times 2)] \times 10^{-2} = 1,22 \text{ KN}$$

Masse du parachute :

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 1 \text{ KN}$

Masse des accessoires :

$$M_7 = 0,80 \text{ KN}$$

Masse des poulies de mouflage : (effet de poulie)

Un mouflage est un système de hissage permettant de réduire l'effort nécessaire pour soulever une charge. L'avantage mécanique obtenu est basé sur la théorie de l'effet poulie.

On considère deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 \times 10^{-2} = 0,60 \text{ KN}$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 1,058 + 1,141 + 0,326 + 1,38 + 1,22 + 1 + 0,80 + 0,60 = 7,525 \text{ KN}$$

Masse du contre poids :

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 7,525 + \frac{6}{2} = 10,525 \text{ KN}$$

Masse du câble :

Détermination du diamètre du câble, d'après la (**norme NF 82-210 [07]**) ; Cs doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon l'abaque de détermination des suspentes.

$$\left\{ \begin{array}{l} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5 \text{ mm.} \\ C_s = 13 \end{array} \right.$$

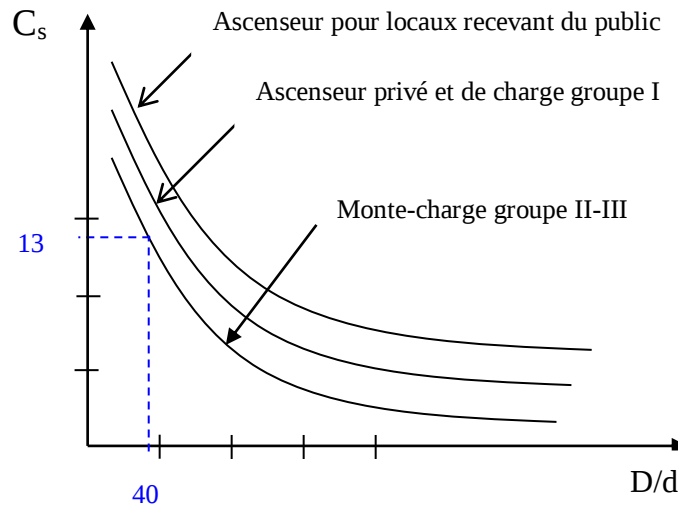


Figure III.7.3 : Abaque de détermination des suspentes.

D : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

C_r : charge de rupture effective.

$$r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (6 + 7,525) \rightarrow C_r = 175,825 \text{ KN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc :

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_{rn} = \frac{175,825}{0.85} = 206,853 \text{ KN}$$

C_{rn} égal aussi :

$$C_m = C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

Avec :

m : type de mouflage ;

n : nombre de câble.

C_r (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$d = 12.5\text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{câble}) = 8152 \text{ daN}$ (voir tableau suivant) :

Tableau III.7.1: Caractéristiques des câbles

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M_L [daN/m]	Charge admissible totale C_r [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.6	0.8	53.34	0.515	8152
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{206,853}{2 \times 8152 \times 10^{-2}} \Rightarrow n = 1.269 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles M_c :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

M_L : masse linéaire du diamètre d'un seul câble $d = 12.5\text{ mm} \xrightarrow{\text{tableau}} M_L = 0.515 \text{ daN/m}_L$ et

C : course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 36.46 \text{ m}$

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 36.46 \times 10^{-2} = 0,376 \text{ KN.}$$

Masse du treuil :

$$M_g = 12 \text{ KN}$$

Résumé :

Poids mort = 7,525 KN

Masse du câble = 0,376 KN

Masse du contre poids = 10,525 KN

Treuil en haut + moteur = 12 KN

$$\mathbf{G = 30,426 \text{ KN}}$$

Combinaisons fondamentales :

- Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 30,426 + 1.5 \times 6 = 50,075 \text{ KN.}$$

- Etat limite de service :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 30,426 + 6 = 36,426 \text{ KN.}$$

III.7.5. Etude du plancher

III.7.5.1. Vérification de poinçonnement

Le poinçonnement est un type de rupture des dalles en béton armé soumises à des forces locales élevées. Dans les structures de dalles plates, cela se produit aux points d'appui des poteaux. En considérant une répartition des charges équitable sur les 4 poteaux servant d'appuis du panneau de dalle, nous aurons pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 30,426/4 = 2,519 \text{ KN}$$

$$q_a^{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}}}{4} \Rightarrow q_a^{\text{ser}} = 36.426 / 4 = 9,107 \text{ KN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.99 :

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

q_a^u : Charge ultime pour chaque appui ;

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ;

h : épaisseur de la dalle égal à 15cm ;

U, V : représentent les côtes du rectangle ($U//L_x$ et $V//L_y$) sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45degré dans le béton.

$$\text{La surface impact (a} \times \text{b) est de (10} \times \text{10) cm}^2 \quad U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25 \text{ cm}$$

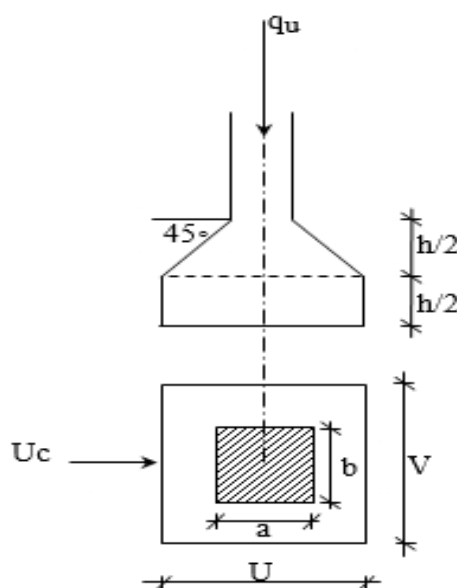


Figure III.7.4: Schéma de la surface d'impact

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm.}$$

$$q_a^u = 12,519 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 1000 \times 25 \times 150 \times 10^{-3}}{1.5} = 112,5 \text{ KN}$$

Condition vérifiée**Conclusion :** La dalle résiste au poinçonnement.**III.7.5.2. Calcul des sollicitations :**

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera faite à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leurs moments seront par mètre linéaire.

$$M_x = q_a \times (M_1 + \nu \cdot M_2) \quad \text{et} \quad M_y = q_a \times (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

Avec :

 ν : Coefficient de poisson.

M_1, M_2 : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques

$$\text{suivants } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_x^u = Q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = Q_a^u \times M_2$$

Etat limite ultime de service :

$$M_x^{ser} = Q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = Q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$$

La charge au m² sera :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} \\ Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{V \times U} \end{array} \right.$$

Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour fig.V.5 une dalle de dimension ($L_x \times L_y$) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ; 02 rectangles symétriques B ; 02 rectangles symétriques C et 01 rectangle au centre D.

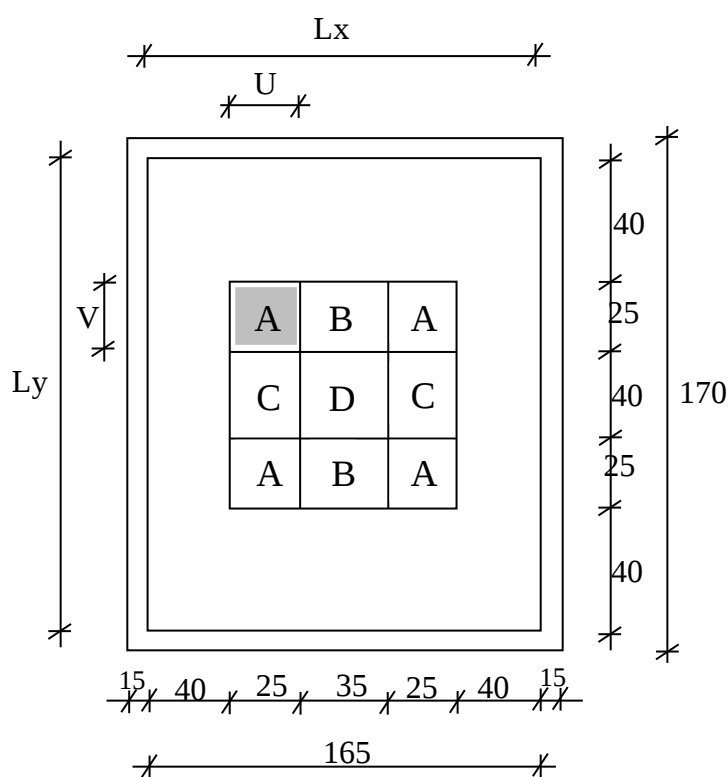
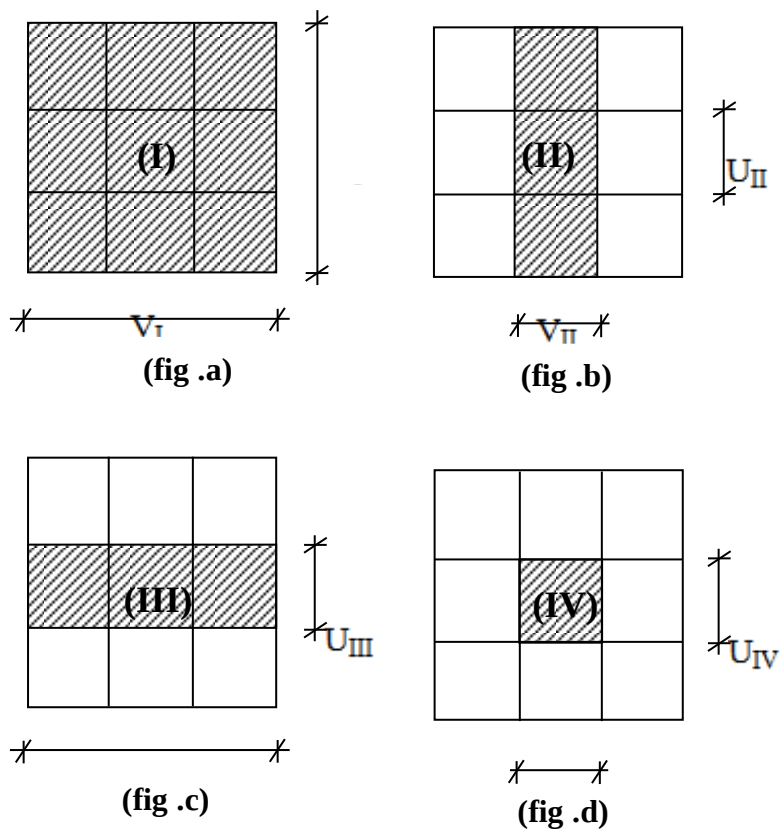


Figure III.7.5: Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :



V_{III} Chargement de panneau

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{fig a})$$

$$II=2B+D \quad (\text{fig b})$$

$$III=2C+D \quad (\text{fig c})$$

$$IV=D \quad (\text{fig d})$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.65}{1.70} = 0.97 > 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

Donc :

$$M_{XC} = (M_{XI} - M_{XII} - M_{XIII} + M_{XIV})/4$$

$$M_{YC} = (M_{YI} - M_{YII} - M_{YIII} + M_{YIV})/4$$

Tableau III.7.2: Tableau récapitulatif des résultats

	I	II	III	IV
U en [m]	0.85	0.35	0.85	0.35
V en [m]	0.90	0.90	0.40	0.40
S= U × V en [m ²]	0.77	0.32	0.34	0.14
U/L _x	0.52	0.21	0.52	0.21
V/L _y	0.53	0.53	0.24	0.24
M ₁	0.0882	0.1236	0.1000	0.1490
M ₂	0.0812	0.0948	0.1287	0.1447
$Q_a^u = q_u \div S$ en [KN]	65.013	156.438	147.235	357.571
$Q_a^{ser} = q_s \div S$ en [KN]	47.292	113.797	107.103	260.107
M _X ^U en [K.m]	5.734	19.336	14.724	53.278
M _Y ^U en [K.m]	5.279	14.830	18.949	51.741
M _X ^{ser} en [KN.m]	4.939	16.223	13.467	46.283
M _Y ^{ser} en [KN.m]	4.674	13.601	15.926	45.389
M _{XC} ^U en [KN.m]	6.238			
M _{YC} ^U en [KN.m]	5.810			
M _{XC} ^{ser} en [KN.m]	5.383			
M _{YC} ^{ser} en [KN.m]	5.134			

Descente des charges

Dalle salle machine : ($e_p = 15\text{cm}$) $\Rightarrow G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ daN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

Combinaison fondamentale :

- Etat limite ultime (E.L.U)

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 375 + 1.5 \times 100) \times 10^{-2} = 6.563 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1.00 = 6.563 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite de service (E.L.S.)

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = (375 + 100) \times 10^{-2} = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_s = q_s \times 1.00 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

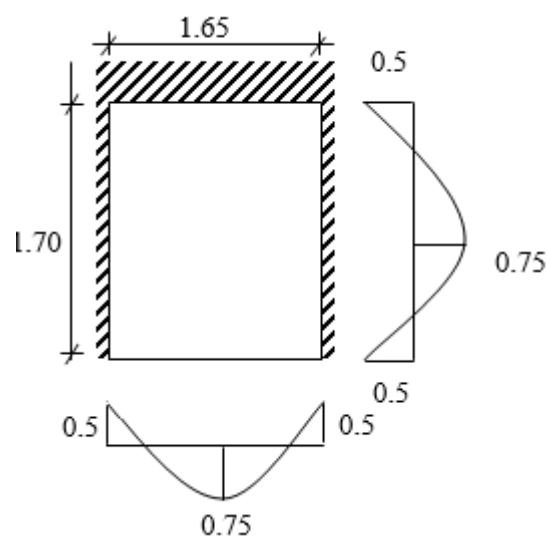


Figure III.7.6 Dimensions de panneau de dalle d'ascenseur

III.7.6. Calcul des sollicitations

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \end{cases}$$

Suivant la direction L_y Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$ Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \\ \nu = 0.2 & \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré)} \end{cases}$$

Calcul des moments dus aux charges répartiesEtat limite ultime (E.L.U) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.65}{1.70} = 0.97 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \quad \mu_x^u = 0.0393 \quad \text{et} \quad \mu_y^u = 0.934$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2 = 0.0393 \times 6.563 \times 1.65^2 = 0.702 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.934 \times 0.702 = 0.656 \text{ KN.m}$$

Etat limite de service :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.65}{1.70} = 0.97 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \quad \mu_x^{ser} = 0.0467 \quad \text{et} \quad \mu_y^{ser} = 0.954$$

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.0467 \times 4.75 \times 1.65^2 = 0.604 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 0.604 \times 0.954 = 0.576 \text{ KN.m}$$

Moments totaux sollicitant la dalle machine

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (6.238 + 0.702) \Rightarrow M_{xt}^u = 6.94 \text{ KN}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (5.810 + 0.656) \Rightarrow M_{yt}^u = 6.468 \text{ KN}$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (5.383 + 0.604) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 5.987 \text{ KN}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (5.134 + 0.576) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 5.71 \text{ KN}$$

Moment max en travée : $M_t = 0.75 \times M_{xt}$ et

Moment max en appuis : $M_a = -0.5 \times M_{xt}$

Tableau III.7.3: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments panneau	M_{tx}^u	M_{tx}^{ser}	M_{ax}^u	M_{ax}^{ser}	M_{ty}^u	M_{ty}^{ser}	M_{ay}^u	M_{ay}^{ser}
	[KN.m]	[KN.m]	[KN.m]	[KN.m]	[KN.m]	[KN.m]	[KN.m]	[KN.m]
(1)	5.205	4.490	-3.47	-2.994	4.851	4.283	-3.234	-2.855

III.7.7. Calcul du ferrailage de la dalle pleine

Sens X-X :

- En travées

E.L.U :

$$M_{tx}^u = 5.205 \text{ KN.m}$$

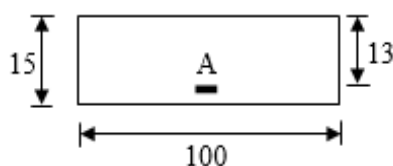


Figure III.7.7 : Section de calcul en travée (x-x)

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.205}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.0217$$

$$\mu = 0.0217 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.0217 \Rightarrow \beta = 0.989 \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0274$$

- **Détermination des armatures**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{5,205 \times 10^3}{348 \times 0.989 \times 13} = 1,163 \text{ cm}^2 / m_L$$

- **Condition de non fragilité : [CBA93/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{té-}}{f_i} = 0.23 \times 100 \times 13 \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(A_t > A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.163 \text{ cm}^2 / m_L$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{HA}10 \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 25 \text{ cm}$$

E.L.S :

$$M_{tx}^{ser} = 4,49 \text{ KN.m}$$

- Fissuration peu préjudiciable $\Rightarrow$ aucune vérification de σ_s
- Flexion simple
- Section rectangulaire sans $A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{5,205}{4,490} = 1,16$$

$$\frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33 > \alpha = 0.0274$$

Condition vérifiée**Conclusion**

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues**- En appuis :****E.L.U :**

$$M_{ax}^u = -3,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,47 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.0144$$

$$\mu = 0.0144 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.0144 \Rightarrow \beta = 0.993 \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0181$$

• Détermination des armatures

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{3,47 \times 10^3}{348 \times 0.993 \times 13} = 0,772 \text{ cm}^2 / m_L$$

- **Condition de non fragilité : [CBA93/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{té-}}{f_i} = 0.23 \times 100 \times 13 \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(A_a < A_{\min}) \Rightarrow A_a = 1.57 \text{ cm}^2 / m_L$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{HA}10 \quad \rightarrow \quad A = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 25 \text{ cm}$$

E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = -2,994 \text{ kN.m}$$

- Fissuration peu préjudiciable $\Rightarrow$ aucune vérification de σ_s
- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Acier FeE 400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{3.47}{2.294} = 1.16$$

$$\frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33 > \alpha = 0.01810$$

Condition vérifiée

Conclusion

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

Sens Y-Y :

- En travées

E.L.U :

$$M_{ty}^u = 4,851 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,851 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.020$$

$$\mu = 0.020 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,990 \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0253$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4,851 \times 10^3}{348 \times 0.990 \times 13} = 1,08 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Condition de non fragilité : [CBA99/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{té}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = (A_t < A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.57 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Choix des armatures :**

4HA10 → $A = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

E.L.S :

$$M_{ty}^{ser} = 4,283 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{4,851}{4,283} = 1.07$$

$$\frac{1.07 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,285 > \alpha = 0.0253$$

Conclusion

$$\sigma_b < \sigma_b = 15\text{MP} \quad \Rightarrow \quad \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

- En appuis

E.L.U :

$$M_{ay}^u = 3,234\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,234 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.0135$$

$$\mu = 0.0135 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,993 \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0170$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3,134 \times 10^3}{348 \times 0.993 \times 13} = 0,72\text{cm}^2 / m_L$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{té}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57\text{cm}^2 / m_L$$

$$A_a = (A_a < A_{\min}) \Rightarrow A_a = 1.57\text{cm}^2 / m_L$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{HA}10 \rightarrow A = 3.14\text{cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 25\text{cm}$$

E.L.S :

$$M_{ty}^{ser} = 4,283 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{3,234}{2,855} = 1.13$$

$$\frac{1.13-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,315 > \alpha = 0.017$$

Conclusion

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

III.7.8. Vérifications

✓ Vérification des contraintes de cisaillement

$T_u^{\max}$:

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{L_x}{2}$$

$$T_x^u = 12,515 + 6,563 \times \frac{1,65}{2} = 17,929 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{17,929 \times 10^{-3}}{(1 \times 0,13)} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage ; Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ Vérification de la flèche

Condition de la flèche : [BAEL 91 modifié 99 [03]] / B.7.5]

$$\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{tx}^{ser}}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$$

Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{tx}^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{15}{165} = 0,091 > \frac{4,490}{20 \times 4,490} = 0,05 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 < \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

La dalle de la salle machine sera ferrailer comme suite :

Sens XX :

Pour le lit inférieur : **4 HA10/ml** avec un espacement de 25cm.

Pour le lit supérieur : **4 HA10/ml** avec un espacement de 25cm.

Sens YY :

Pour le lit inférieur : **4 HA10/ml** avec un espacement de 25cm.

Pour le lit supérieur : **4 HA10/ml** avec un espacement de 25cm.

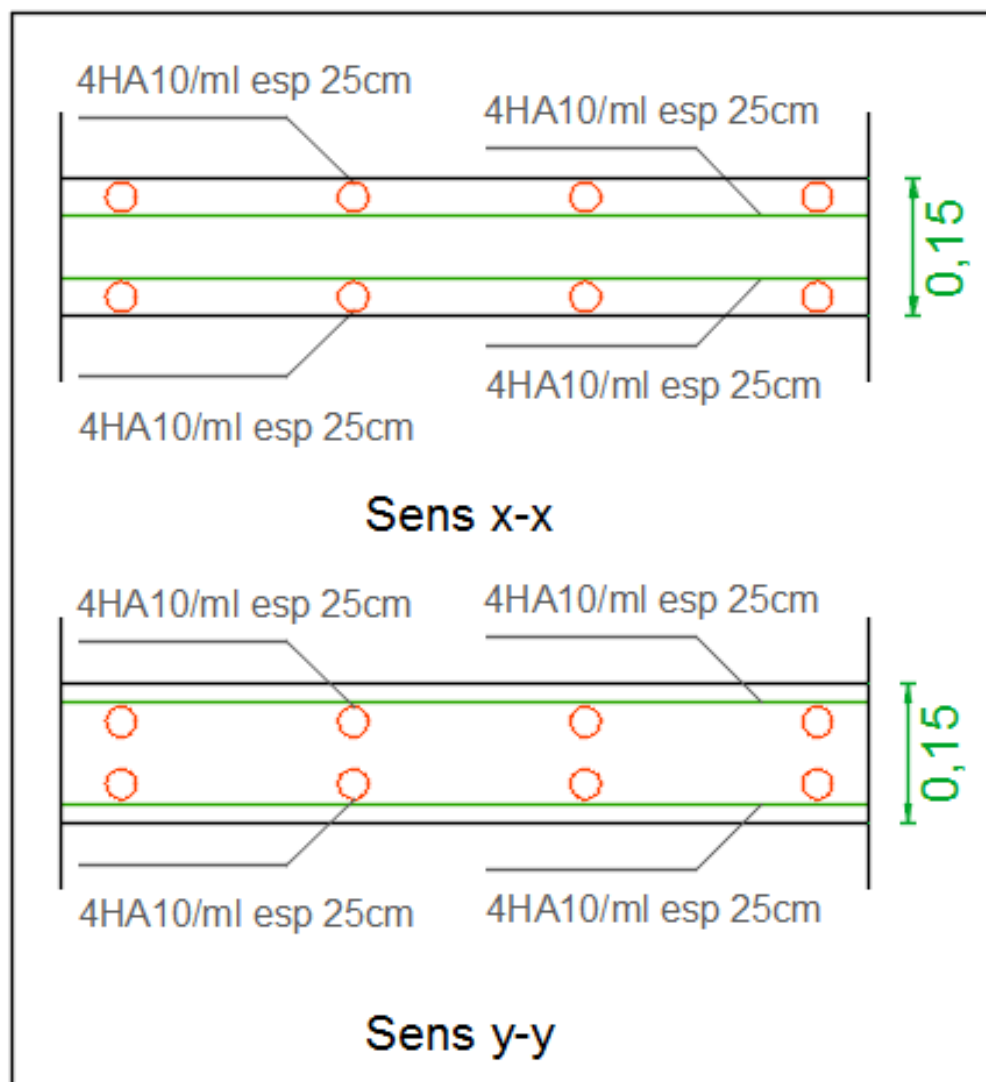


Figure III.7.8: Schéma du ferrailage de la dalle salle machine.

III.8.Rampe d'accès :

III.8.1.Pré-dimensionnement de la rampe d'accès

La rampe d'accès est un plan incliné, permettant le passage d'un niveau à un autre. Cette rampe est en dalle pleine, et elle est appuyée sur les deux sens (x, y). Suivant y, elle repose sur 3 appuis (deux poutre et une longrine). Et suivant x, elle repose sur 2 appuis (deux poutre). Pour dimensionner la rampe d'accès il faut d'abord :

a) L'angle d'inclinaison

$$\tan a = \frac{4.08}{13.45} \rightarrow a = 16.87^\circ$$

b) La longueur de la rampe d'accès

$$\sin a = \frac{4.08}{L}$$

$$L = \frac{4.08}{\sin 16.87} = 14.06 \text{ m}$$

La coupe transversale de la rampe d'accès est illustrée sur la figure ci-dessous :

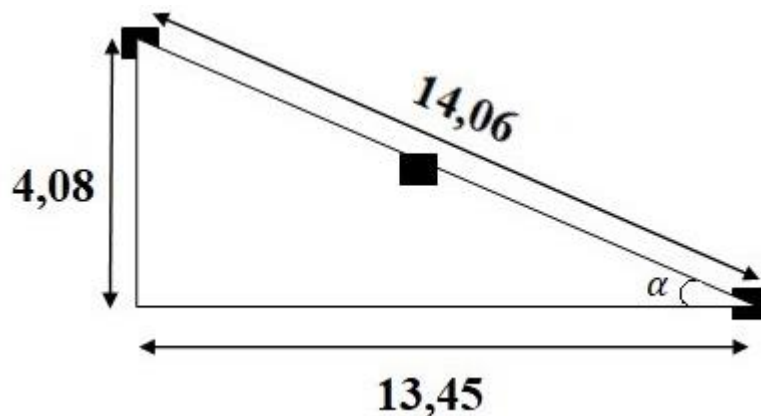


Figure III.8.1: Schéma statique de la rampe d'accès

c) Dimensionner la poutre suivant y

Pour dimensionner la hauteur de la poutre, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \rightarrow 30 \leq h \leq 45 \rightarrow \mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

Avec :

L : C'est la portée entre les poteaux. (L = 450 cm)

Pour dimensionner la largeur de la poutre, on utilise cette formule :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 28 \rightarrow \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

Où, h : étant la hauteur de la poutre

d) Dimensionner la longrine

Pour dimensionner la hauteur de la longrine, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \rightarrow 30 \leq h \leq 45 \rightarrow \mathbf{h = 40cm}$$

Avec

L : C'est la portée entre les poteaux. (L = 450 cm)

Pour dimensionner la largeur de la poutre, on utilise cette formule :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 28 \rightarrow \mathbf{b = 30\ cm}$$

Où, h : étant la hauteur de la poutre

e) Dimensionner la poutre suivant x

Pour dimensionner la hauteur de la poutre, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \rightarrow 29,33 \leq h \leq 44 \rightarrow \mathbf{h = 40cm}$$

Avec, L : C'est la portée entre les poteaux. (L = 440 cm)

Pour dimensionner la largeur de la poutre, on utilise cette formule :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 28 \rightarrow \mathbf{b = 30\ cm}$$

Où, h : étant la hauteur de la poutre.

Les dimensions de toutes les poutres sont représentées sur la figure suivante :

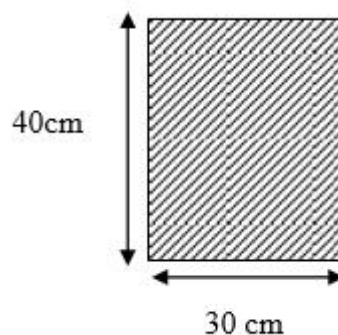


Figure III.8.2: Les dimensions de la poutre suivant x, y et la longrine.

f) Détermination de l'épaisseur de la dalle

$$a = \frac{L_x}{L_y} = \frac{450}{470} \rightarrow a = 0.95$$

Où :

Lx et Ly représente les dimensions mesurées entre les appuis de la rampe d'accès.

Lx et Ly sont représentés sur la figure suivante :

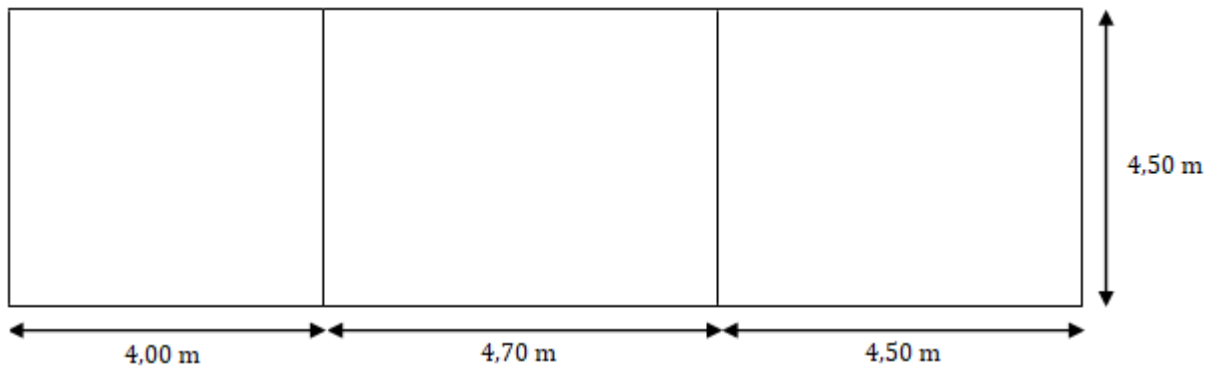


Figure III.8.3: Vue en plan de la rampe d'accès.

Puisque $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$

Donc la dalle portant dans les deux sens.

Pour trouver la hauteur, on utilise la condition de la flèche :

$$h > \frac{L_x}{40} \rightarrow h > \frac{450}{40} \rightarrow h \geq 11,25 \text{ cm}$$

Donc on prend $h = 20 \text{ cm}$ pour avoir la même épaisseur que la dalle pleine de sous-sol

Les différentes dimensions de la rampe d'accès sont représentées sur la figure suivante :

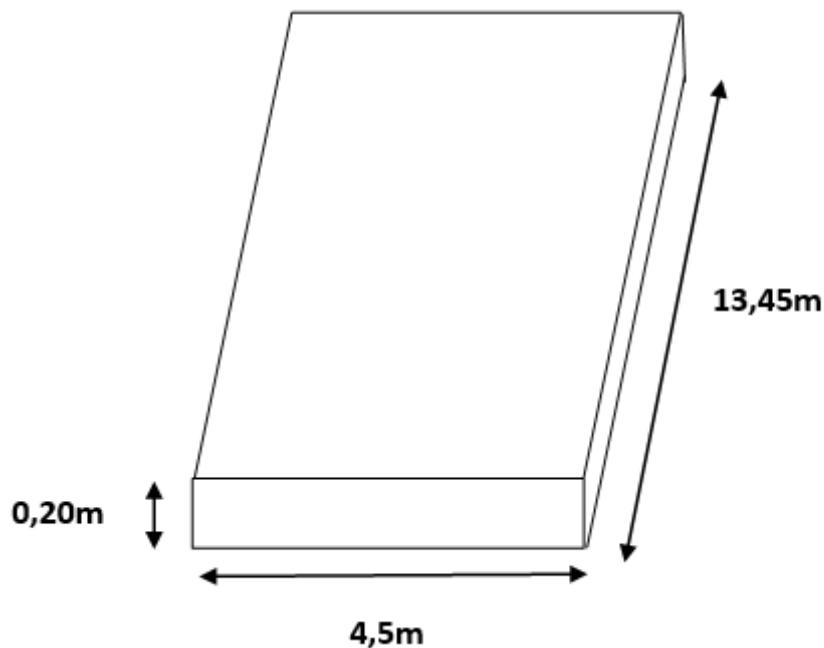


Figure III.8.4: Dimensions de la rampe d'accès

III.8.2. Etude de la rampe d'accès

Les dimensions de la rampe d'accès sont illustrées sur la figure suivante :

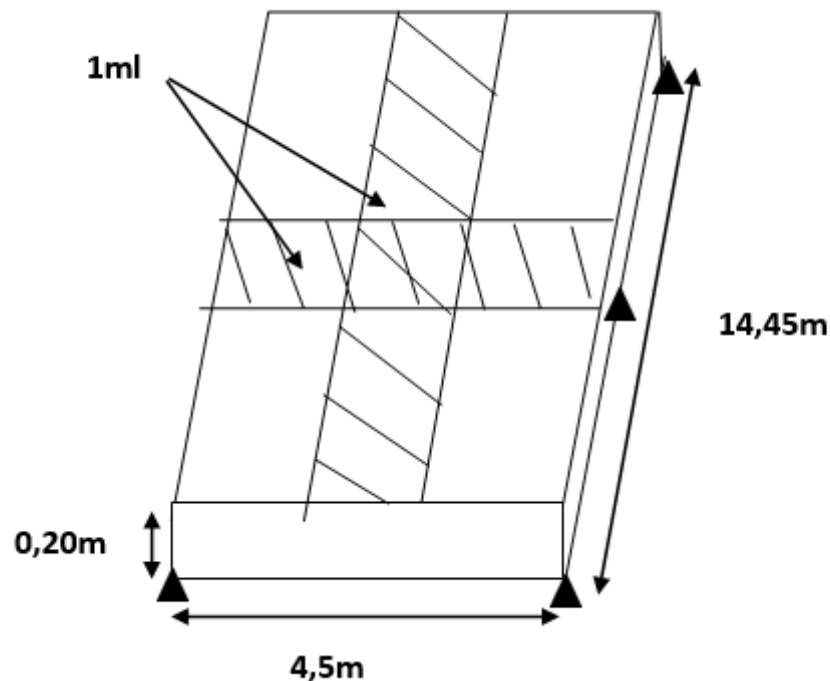


Figure III.8.5: Dimensions de la rampe d'accès

Les calculs se font sur une bande de 1 ml

La section de la rampe d'accès qu'on va utiliser pour les calculs, est représenté sur la Figure III.8.6

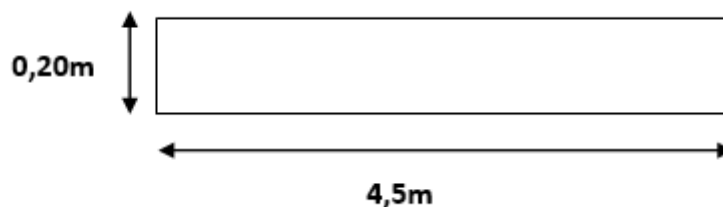


Figure III.8.6: Section de calcul de la rampe d'accès

III.8.2.1 Les charges appliquées sur la rampe d'accès

On a deux types de charges appliquées sur la rampe d'accès :

- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Charge permanente (poids propre) : $G = \frac{e_p \times y_b}{\cos \alpha} = \frac{0,20 \times 25}{\cos 16,87} = 5,22 \text{ kN/m}^2$

III.8.2.2 Les combinaisons d'actions

ELS :

$$q_s = G + Q = 5,22 + 2,5 = 7,72 \text{ kN/m}^2$$

ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 5,22) + (1,5 \times 2,5) = 10,80 \text{ kN/m}^2$$

III.8.2.3 Calcul du moment de flexion

Puisque la dalle porte dans les deux sens, donc le calcul du moment fléchissant se fera par la méthode **BAEL 91 modifié 99[03]** suivant les deux directions x et y.

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Où :

M_x : C'est le moment fléchissant suivant x.

M_y : C'est le moment fléchissant suivant y.

p : La charge uniformément répartie par unité d'aire.

L_x : La longueur de la rampe d'accès.

μ_x et μ_y : Coefficients obtenues à partir d'un tableau, en fonction de α .

- **ELU**

$$M_{xu} = 0,0410 \times 10,80 \times 4,5^2 \rightarrow M_{xu} = 8,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{yu} = 0,888 \times 8,97 \rightarrow M_{yu} = 7,97 \text{ kN.m}$$

- **ELS**

$$M_{xs} = 0,0483 \times 7,22 \times 4,5^2 \rightarrow M_{xu} = 7,06 \text{ kN.m}$$

$$M_{ys} = 0,923 \times 7,06 \rightarrow M_{yu} = 6,52 \text{ kN.m}$$

Pour déterminer les valeurs des moments en appuis ainsi qu'en travée, nous prendrons les coefficients suivants.

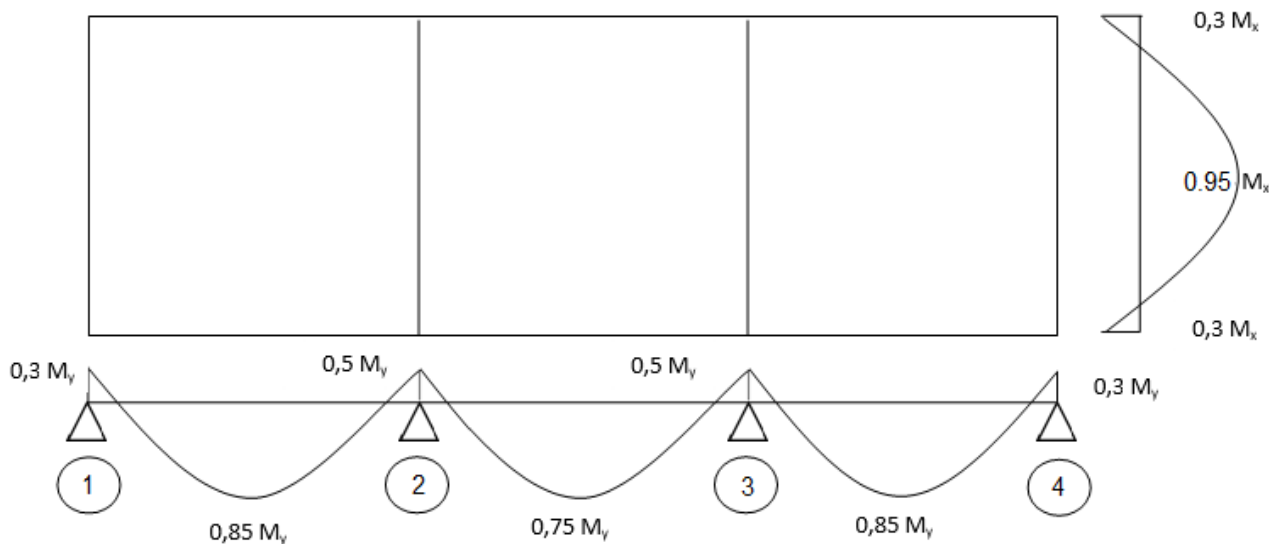


Figure III.8.7: Diagrammes des moments à l'ELU et l'ELS

- Dans le sens «y», les valeurs des moments sont déterminées comme suit :

Moment de l'appui de rive

$$M_{ayu}=0,5 \times 7,97 \quad \rightarrow \quad M_{ayu}=3,99 \text{KN.m}$$

$$M_{ays}=0,5 \times 6,52 \quad \rightarrow \quad M_{ays}=3,26 \text{KN.m}$$

Moment de l'appui intermédiaire

$$M_{ayu}=0,3 \times 7,97 \quad \rightarrow \quad M_{ayu}=2.39 \text{KN.m}$$

$$M_{ays}=0,3 \times 6,52 \quad \rightarrow \quad M_{ays}=1.96 \text{KN.m}$$

Moment de la travée de rive

$$M_{ayu}=0,85 \times 7,97 \quad \rightarrow \quad M_{ayu}=6.77 \text{KN.m}$$

$$M_{ays}=0,85 \times 6,52 \quad \rightarrow \quad M_{ays}=5.54 \text{ KN.m}$$

Moment de la travée intermédiaire

$$M_{ayu}=0,75 \times 7,97 \quad \rightarrow \quad M_{ayu}=5.97 \text{KN.m}$$

$$M_{ays}=0,75 \times 6,52 \quad \rightarrow \quad M_{ays}=4.88 \text{KN.m}$$

- Dans le sens «x», les valeurs des moments sont déterminées comme suit :

Moment en appui

$$M_{ayu}=0,3 \times 8,97 \quad \rightarrow \quad M_{ayu}=2,69 \text{KN.m}$$

$$M_{ays}=0,3 \times 7,06 \quad \rightarrow \quad M_{ays}=2,11 \text{KN.m}$$

Moment en travée

$$M_{ayu}=0,85 \times 8,97 \quad \rightarrow \quad M_{ayu}=7,62 \text{KN.m}$$

$$M_{ays}=0,85 \times 7,06 \quad \rightarrow \quad M_{ays}=6,00 \text{KN.m}$$

✓ **Vérification**

On doit vérifier que : $Mt + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M$ (pour les deux sens)

Soit M_w et M_e les valeurs absolues prises respectivement en compte, pour les moments sur les appuis de gauche (indice w) et de droite (indice e)

✓ **Suivant Y**- **Travée intermédiaire**

$$0,75M_y + \frac{0,5M_y + 0,5M_y}{2} \geq 1.25 M_y$$

$$0,75 * (7,97) + \frac{0,5(7,97) + 0,5(7,97)}{2} \geq 1.25 \times (7,97)$$

$$9,96 = 9,96 \quad \textbf{Condition Verifiée}$$

- **Travée de rive**

$$0,85M_y + \frac{0,3M_y + 0,5M_y}{2} \geq 1.25 M_y$$

$$0,85 * (7,97) + \frac{0,3(7,97) + 0,5(7,97)}{2} \geq 1.25 \times (7,97)$$

$$9,96 = 9,96 \quad \textbf{Condition Verifiée}$$

✓ **Suivant X**

$$0,95M_x + \frac{0,3M_x + 0,3M_x}{2} \geq 1.25 M_x$$

$$0,95 \times (8,97) + \frac{0,3(8,97) + 0,3(8,97)}{2} \geq 1.25 \times (8,97)$$

$$11.212 > 11.211 \quad \textbf{Condition Verifiée}$$

Détermination du ferrailage

- **Ferrailage suivant X**
- **Ferrailage en travée**

Le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.62 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17}$$

$\mu = 0,016 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$z = d (1 - 0,4 a) \quad \text{avec} \quad a = 0,0201 \text{ (tableau)}$$

$$z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,0201) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.18 \times 347.82}$$

$$A_{st} = 1.23 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm² avec un espacement S_t=25cm.

- **Ferrailage aux appuis**

Le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.69 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17}$$

$\mu = 0,005 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$z = d (1 - 0,4 a) \quad \text{avec} \quad a = 0,0063 \text{ (tableau)}$$

$$z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,0063) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{2.69 \times 10^{-3}}{0.18 \times 347.82}$$

$$A_{st} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm² avec un espacement S_t=25cm.

- **Ferraillage suivant Y**
- **Ferraillage de la travée intermédiaire**

Le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.97 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17}$$

$\mu = 0,012 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0,4 a) \quad \text{avec} \quad a = 0,0151 \text{ (tableau)}$$

$$z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,0151) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{5.97 \times 10^{-3}}{0.18 \times 347.82}$$

$$A_{st} = 0.96 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm² avec un espacement S_t=25cm.

- **Ferraillage de la travée de rive**

Le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.77 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17}$$

$\mu_b = 0,014 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0,4 a) \quad \text{avec} \quad a = 0,0176 \text{ (tableau)}$$

$$z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,0176) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{6.77 \times 10^{-3}}{0.18 \times 347.82}$$

$$A_{st} = 1.09 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm² avec un espacement S_t=25cm.

- **Ferraillage de l'appui intermédiaire**

Le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.39 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17}$$

$\mu_b = 0,005 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0,4 a) \quad \text{avec} \quad a = 0,0063 \text{ (tableau)}$$

$$z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,0063) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{2.39 \times 10^{-3}}{0.18 \times 347.82}$$

$$A_{st} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm² avec un espacement S_t=25cm.

- **Ferraillage de l'appui de rive :**

Le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.99 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17}$$

$\mu_b = 0,008 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0,4 a) \quad \text{avec} \quad a = 0,01 \text{ (tableau)}$$

$$z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,01) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{3.99 \times 10^{-3}}{0.18 \times 347.82}$$

$$A_{st} = 0.64 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm² avec un espacement S_t=25cm.

Section minimale d'armatures

La section minimale suivant les deux directions de calculs, est déterminée par cette formule :

Le sens de la plus grande portée y :

$$A_{ymin} = 0,08\%BDTR \text{ B.C. 2-41 (CBA, 93)[04]} \rightarrow A_{ymin} = 0,08\% \times 20 \times 100 \rightarrow A_{ymin} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Où : h_0 c'est l'épaisseur de la dalle

Le sens de la petite portée x

Choix de diamètre des barres

$$\phi < \frac{h_0}{10} \rightarrow \phi < \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

Donc, le diamètre des barres doit être inférieur à 20 mm

- Sens X :

- **En travée :**

On prend $A_{st}(x) = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$A_{st}(\text{choisi}) = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{xmin} = 1,64 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis :**

On prend $A_{st}(x) = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$A_{st}(\text{choisi}) = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{xmin} = 1,64 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Sens Y :

- **En travée :**

On prend $A_{st}(y) = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$A_{st}(\text{choisi}) = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{ymin} = 1,6 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis :**

On prend $A_{st}(y) = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$A_{st}(\text{choisi}) = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{ymin} = 1,6 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Disposition constructive

L'espacement max des barres d'une même nappe, est calculé comme suit :

- **Suivant x :**

$$S_{ty} \leq \min(2h_0, 25\text{cm}) \quad (\text{BAEL 91 modifié 99[03]})$$

$$S_{ty} = \frac{100}{4} \leq \min(40, 25\text{cm}) \rightarrow 25 = 25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

L'espacement entre les barres sera pris égal à 25 cm.

- **Suivant y :**

$$S_{ty} \leq \min(3h_0, 33\text{cm}) \quad (\text{BAEL 91 modifié 99[03]})$$

$$S_{ty} = \frac{100}{4} \leq \min(60, 33\text{cm}) \rightarrow 25 < 33 \quad \text{Condition vérifiée}$$

L'espacement entre les barres sera pris égal à 25 cm.

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b * d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 * f_{c28}}{y_b} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times (L_x + L_y)} = \frac{10.80 \times 4.5 \times 4.7}{2 \times (4.5 + 4.7)} = 16.20 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = \frac{10.80 \times 4.5}{3} = 16.67 \text{ kN}$$

$$T_{u\max} = \max(T_x, T_y) = 16.67 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{16.67}{1 \times 0.9 \times 0.2} = 0.092 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.092 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS**Suivant « X » En travée****- Position de l'axe neutre**

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2}x^2 + Asc(x - d') - nAst(d - x) = 0 \text{ avec } (x - d') = 0$$

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 2.01(18 - x) = 0 \text{ avec } (x - d') = 0 \rightarrow x^2 - 542.7 + 30.15x = 0$$

$$x = 3.01 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $x = 3,01 \text{ cm}$

- Calcul de l'inertie

$$I_b = \frac{b \times h^3}{3} = 0.91 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x)^4 = 4.52 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I = I_b - I_{st} = 0.91 \times 10^{-6} + 15 \times 4.52 \times 10^{-6} \rightarrow I = 7.69 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{6.00 \times 3.01}{7.69} = 2.35 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

- Calcul des contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 6.00 (0.18 - 3.01)}{7.69} = 175.44 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta} f_{t28}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

Suivant « Y » En travée**- Position de l'axe neutre**

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2}x^2 + Asc(x - d') - nAst(d - x) = 0 \text{ avec } (x - d') = 0$$

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 2.01(18 - x) = 0 \text{ avec } (x - d') = 0 \rightarrow x^2 - 542.7 + 30.15x = 0$$

$$x = 3.01 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $x = 3,01 \text{ cm}$

- **Calcul de l'inertie**

$$I_b = \frac{b \times h^3}{3} = 0.91 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x)^4 = 4.52 \times 10^{-6} \text{m}^4$$

$$I = I_b - I_{st} = 0.91 \times 10^{-6} + 15 \times 4.52 \times 10^{-6} \rightarrow I = 7.69 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

- **Calcul des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{5.54 \times 3.01}{7.69} = 2.17 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

- **Calcul des contraintes dans l'acier**

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 5.54 (0.18 - 3.01)}{7.69} = 161.99 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_{e}, 110 \sqrt{\eta} f_{t28}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

Schéma du ferrailage

Le ferrailage de la rampe d'accès est constitué de deux nappes, une inférieure suivant y, et une autre supérieure suivant x.

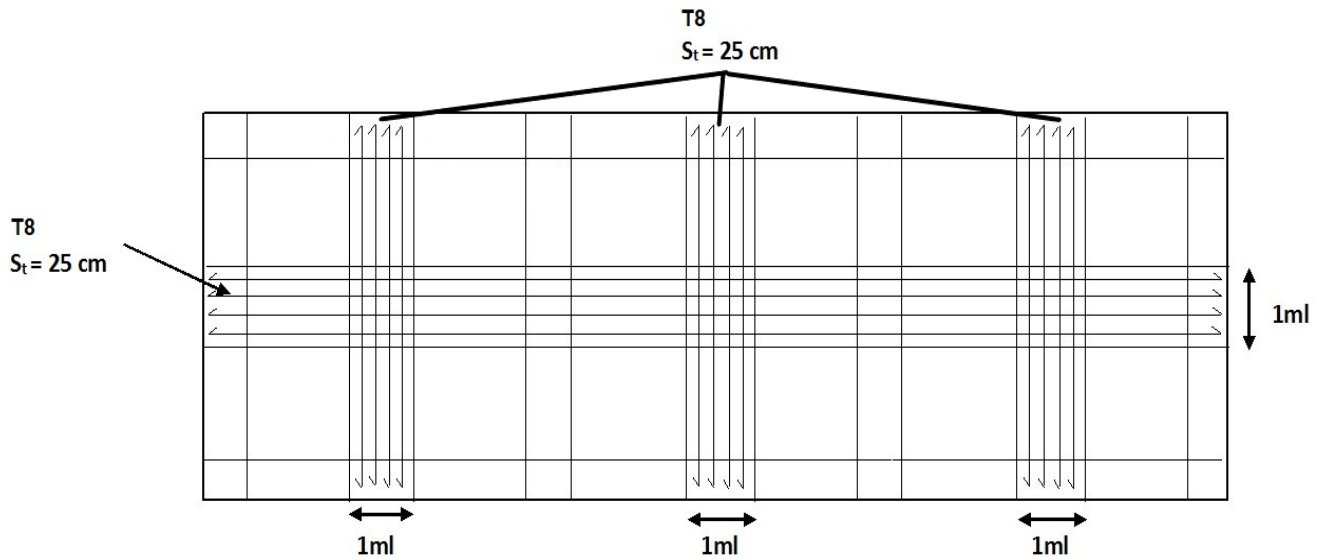


Figure III-8: Nappe inférieure du ferrailage de la rampe d'accès.

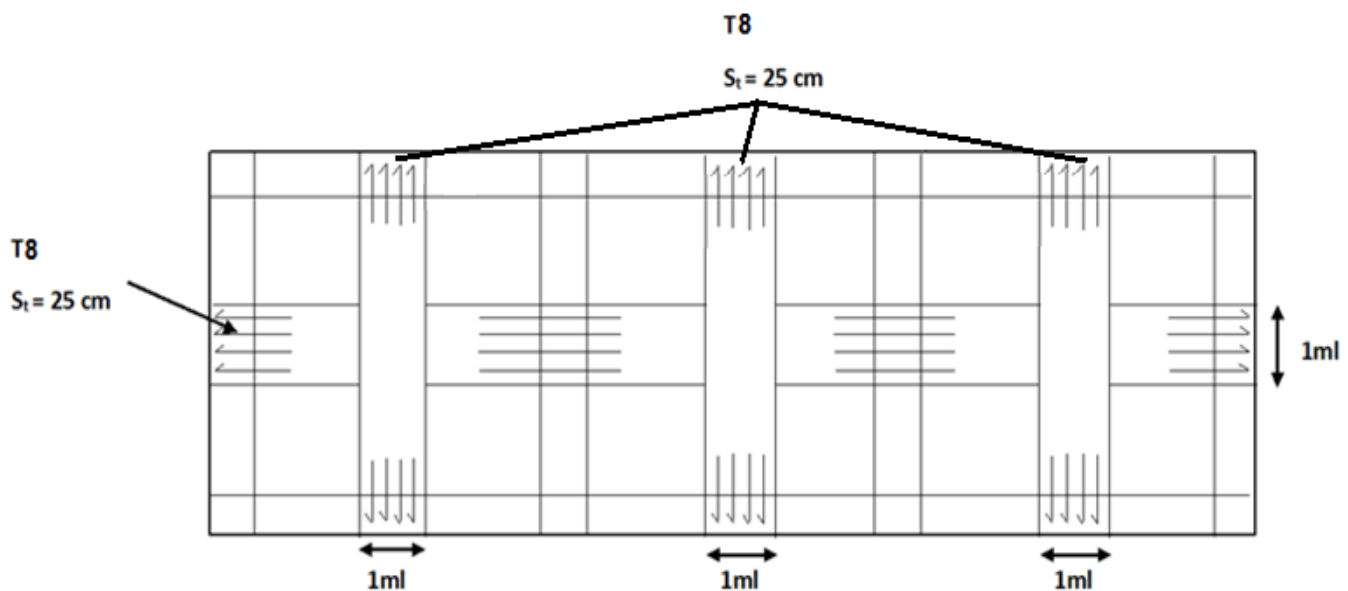


Figure III-9: Nappe supérieure du ferrailage de la rampe d'accès.

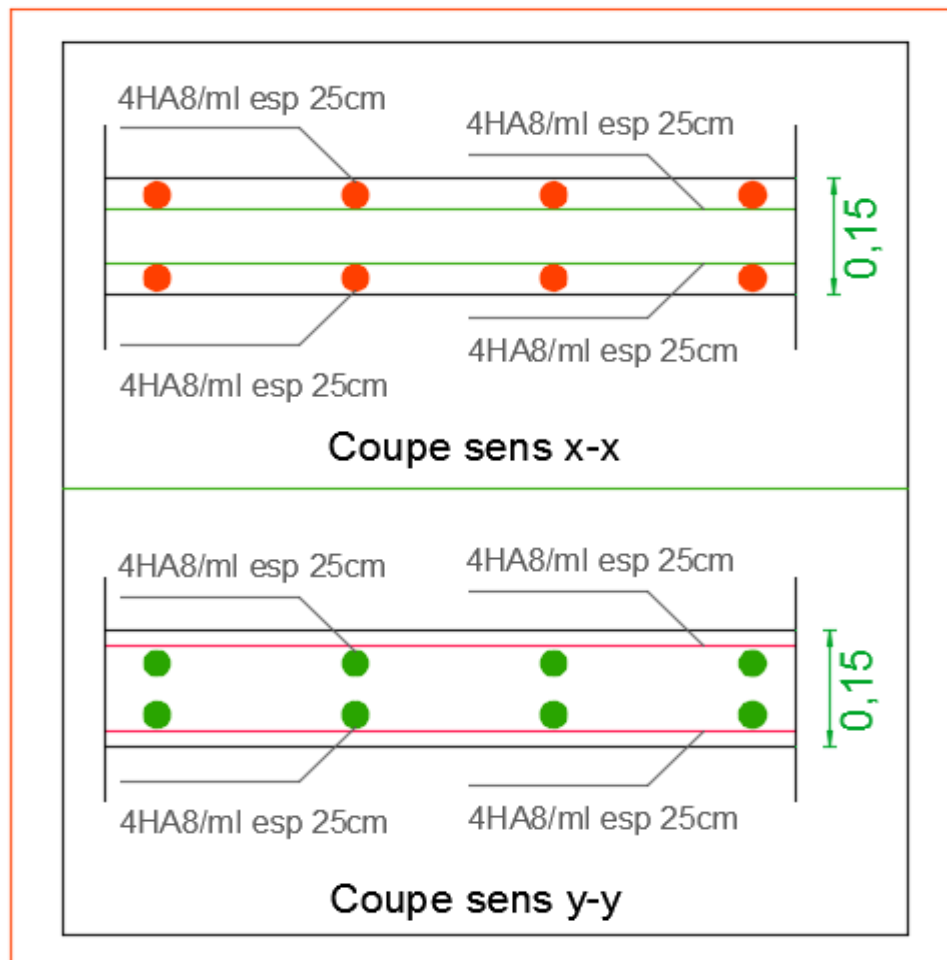
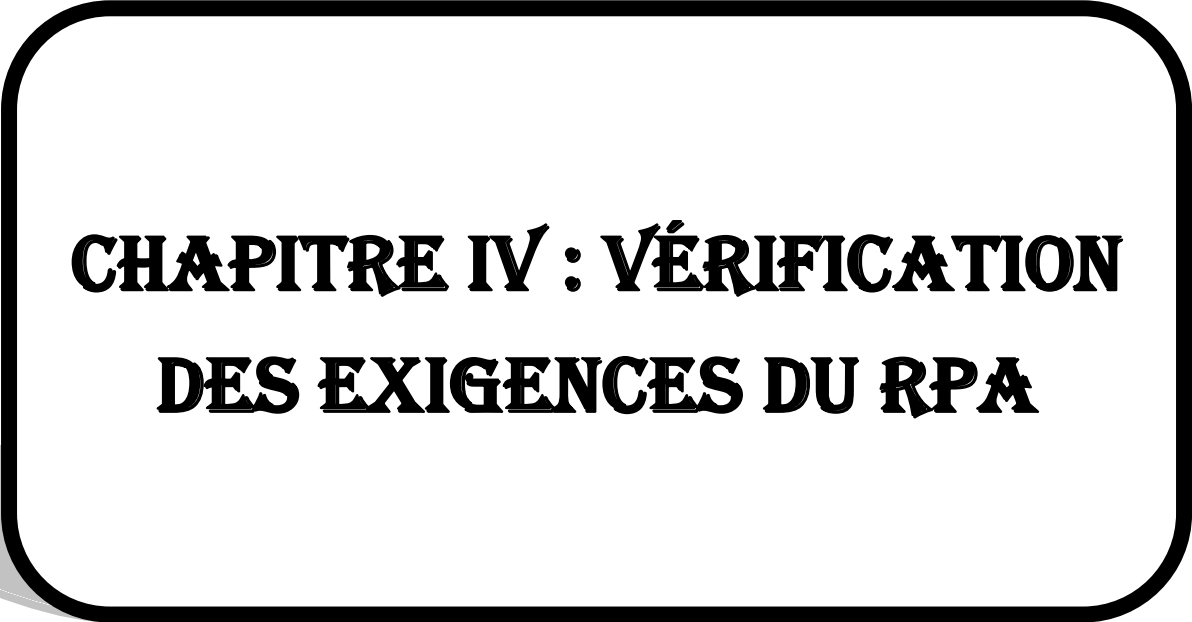


Figure III-10: Coupe transversales du ferrailage de la rampe



CHAPITRE IV : VÉRIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du **RPA99 version2003[01]** qui sont :

- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- L'effort tranchant à la base.
- Justification vis-à-vis des déplacements.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- Vérification de l'effet P-Delta.

IV.1. Présentation de l'ouvrage

- ✓ Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un hôtel R+08+ sous sol, implanté dans la wilaya d'Alger, classée selon le **RPA 99 version en 2003[01]** comme zone de moyenne sismicité (zone III).
- ✓ Site meuble S3 (rapport géotechnique).
- ✓ Système structurel : portiques + voiles.

IV.1.1. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

L'effort normal de compression de calcul (Effort normal réduit) est limité par la condition de RPA 99 version 2003[01] :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \text{ (Article 7.4.3.1)}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul (Sous sollicitations d'ensemble dues au séisme) s'exerçant sur une section de béton (Tirer d'ETABS).

B : Aire (Section brute) de cette dernière.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.1: L'effort normal dans les poteaux (35x35) cm²

Niveau	Poteau	Combinaison	Position	Effort normal (KN)
SS	C12	GQEY MIN	0	1297,46

- Les poteaux 35×35 : $N_d = 1297,46 \text{ kN}$

$$v = \frac{1297,46 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,42 \leq 0,3$$

Condition non vérifiée

Les résultats obtenus avec les dimensions initiales des poteaux (trouvées dans le chapitre II) ne permettent pas la satisfaction des recommandations du règlement RPA 99 version 2003[01].

De ce fait, nous avons procédé à une augmentation des sections des poteaux pour satisfaire les exigences du **RPA 99 version 2003[01]**. Les nouvelles dimensions choisies sont données comme suit :

- Sous-sol ; RDC : Poteaux (50 x 50) cm² ;
- Étages 1 et 2 : Poteaux (45 x 45) cm² ;
- Étages 3 et 4 : Poteaux (40 x 40) cm² ;
- Étages 5, 6 et 7 : Poteaux (35 x 35) cm² ;
- Étage 8 et étage salle machine : Poteaux (30 x 30) cm².

Tableau IV.2: L'effort normal dans les poteaux (50x50) cm² à la base

Niveau	Poteau	Combinaison	Position	Effort normal (KN)
SS	C12	GQEYM	0	1830,15

- Les poteaux 50×50 : $N_d = 1830,15 \text{ KN}$

$$v = \frac{1830,15 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0,29 \leq 0,3$$

Condition vérifiée

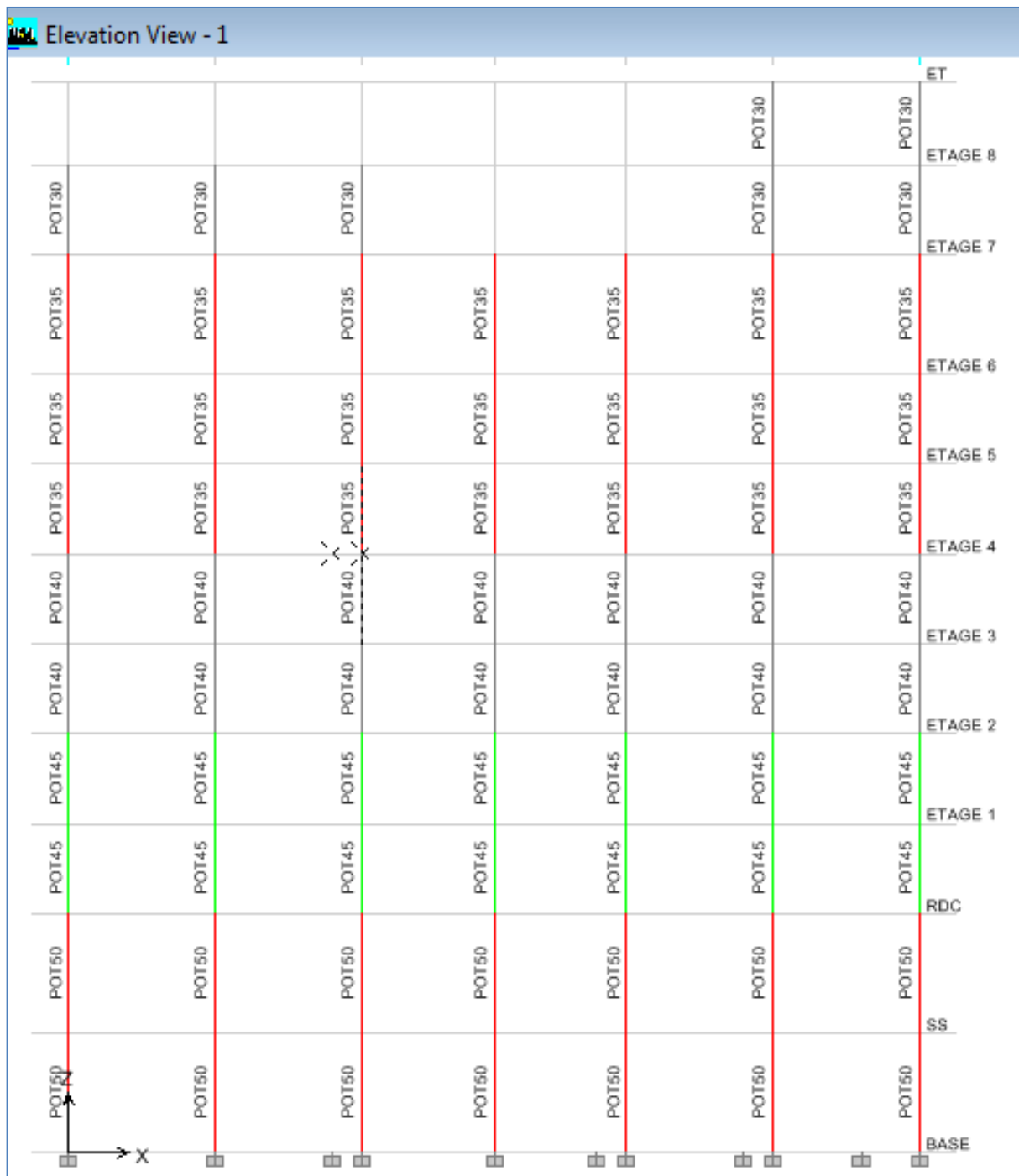


Figure IV.1: Les nouvelles sections adoptées des poteaux

IV.1.2. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes, on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 0,90s.

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information

→ Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante.

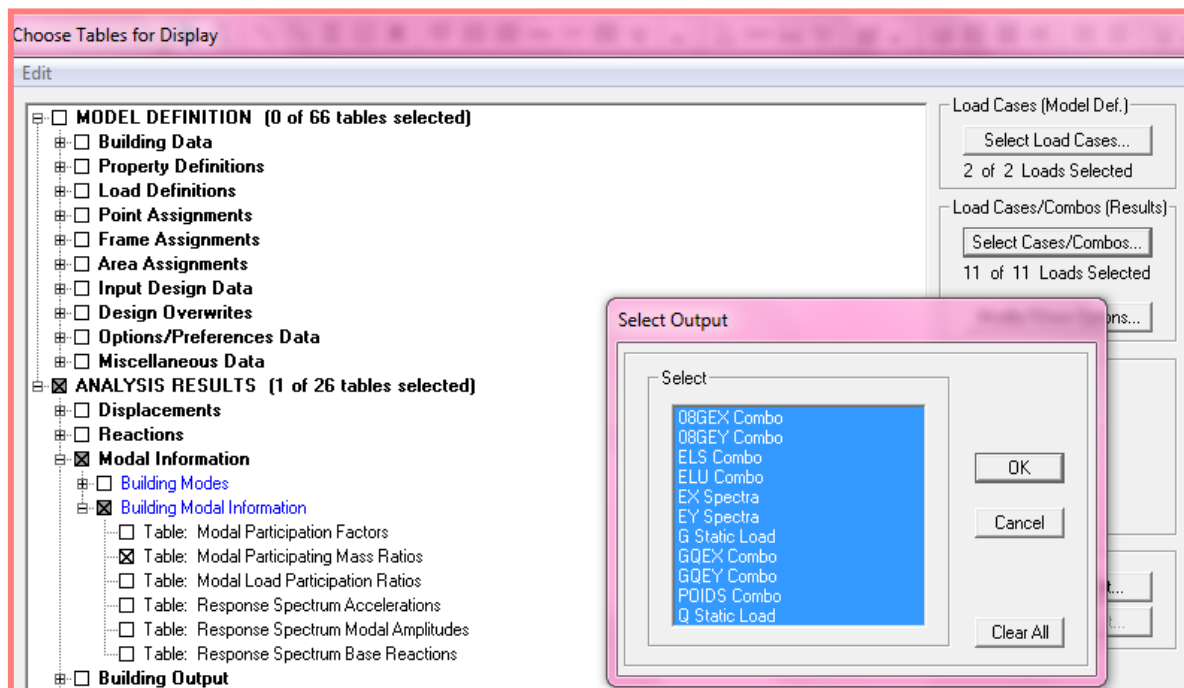


Figure IV.2: Affichage des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

Tableau IV.3: La période et des masses participantes

View

Modal Participating Mass Ratios								
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRX	SumRY
1	0,908586	68,5254	0,1742	68,5254	0,1742	0,3112	0,2620	97,5325
2	0,784660	0,1789	64,9058	68,7043	65,0801	0,0192	96,9764	97,7787
3	0,689907	0,1663	0,0360	68,8706	65,1160	65,8118	97,0404	98,3076
4	0,273440	13,0908	0,0054	81,9614	65,1214	0,0644	97,0412	98,9918
5	0,201476	0,0015	16,0012	81,9629	81,1227	0,4385	98,9236	98,9918
6	0,194048	0,0588	0,4321	82,0217	81,5548	13,6705	98,9687	99,0064
7	0,125346	5,5519	0,0016	87,5737	81,5564	0,0259	98,9689	99,5583
8	0,089640	0,0000	5,1597	87,5737	86,7161	0,5765	99,4750	99,5586
9	0,087431	0,0187	0,5062	87,5923	87,2222	4,5464	99,5235	99,5664
10	0,076796	0,1411	0,0077	87,7335	87,2300	0,0216	99,5241	99,5724
11	0,075605	0,0000	0,0747	87,7335	87,3047	0,2056	99,5298	99,5725
12	0,068908	2,5758	0,0029	90,3093	87,3075	0,0036	99,5301	99,7006
13	0,065551	0,0502	0,0582	90,3595	87,3657	0,0157	99,5334	99,7030
14	0,064813	0,4201	0,0150	90,7796	87,3807	0,0001	99,5343	99,7253
15	0,051454	0,0049	2,8954	90,7846	90,2761	0,0006	99,6988	99,7256

OK

- Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X,**
Il mobilise 68,5224% de la masse. > 50%
- Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y,**
Il mobilise 64,9058% de la masse. > 50%
- Le troisième mode de vibration est : **une torsion**

✓ **Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA99 version 2003[01])**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **15 modes.**

15ème mode → Sens X-X : 90,7846 % > 90%

Condition vérifiée.

Sens Y-Y : 90,2761 % > 90%

Condition vérifiée.

IV.1.3. Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 99 version 2003[01]}).$$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles **RPA 99 version 2003 [01]** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

✓ Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est donné par le tableau 4.1 du **RPA 99 version 2003[01]** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone III, groupe d'usage 1B → **A=0.3**

✓ Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Formule 4.2 RPA 99 version 2003[01]})$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{array} \right\} \text{Site meuble S3}$$

✓ **Facteur de correction d'amortissement η**

Il est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7$ **(Formule 4.3 RPA 99 version 2003[01]).**

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par portiques (remplissage dense) / voiles ; donc on prend : $\zeta = 8,5$ %

$$\rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,81 \geq 0.7$$

$$\eta = 0.81 > 0,7$$

✓ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante: $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec :

h_N la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n.

$$h_n = 33,66\text{m}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du **RPA 99 version 2003 [01]**

$$C_T = 0,05.$$

Remarque

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% .

✓ **Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003[01]**

D'où : $T_{\text{analytique}} = 0,90 \text{ sec} \leq 1,3 T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,70 = 0,91 \text{ sec}$

Donc $T = T_{\text{analytique}} \rightarrow T = 0,90 \text{ s}$

Finalement : $D = 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,81 \left(\frac{0,5}{0,90}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow D = 1,30$

✓ **Facteur de qualité (Q)**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement.
- La redondance en plan.
- La régularité en plan.
- La régularité en élévation.
- Le contrôle de la qualité des matériaux.
- Le contrôle de l'exécution des travaux.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum P_q$

Avec

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

✓ **Régularité en plan**

- Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux, directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses **Condition vérifiée**
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale de bâtiment dans cette direction :

Sense x_x : $0/29,50=0 \leq 0,25$

Condition vérifiée $P = 0$

Sense y_y : $1,5 \times 2/22,90=0,13 \leq 0,25$

Condition vérifiée $P = 0$

✓ **Régularité en élévation:**

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.

Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus.

Décrochement en élévation :

$$\frac{B'}{B} > 0.67$$

Sense x_x : $29,50/29,50=1 \geq 0,67$

Condition vérifiée P =0

Sense y_y : $22,90/22,90=1 \geq 0,67$

Condition vérifiée P =0

- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

$$\begin{cases} W_{\text{terrasse}} = 5813,43 \text{ KN} \\ W_{7^{\text{ème étage}}} = 11574,48 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow$$

La variation de la masse est importante

Condition non vérifiée. P =0,05

✓ **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Sense x_x : $5/5=1 \leq 1,5$

Condition vérifiée P =0

Sense y_y : $4,70/4,50=1,04 \leq 1,5$

Condition vérifiée P =0

✓ **Redondance en plan:**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens x_x : $5/4,5=1,11 \leq 1,5$

Condition vérifiée P =0

Sens y_y : $4,70/4=1,18 \leq 1,5$

Condition vérifiée P =0

✓ **Contrôle de qualité de matériaux et de l'exécution:**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme 2003

Sens x-x

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

Sens y-y

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

On aura finalement : $Q_x = 1,05$ et $Q_y = 1,05$

✓ **Détermination du poids de la structure W**

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

D'où : $W_T = \sum_1^9 W_i$

Avec

W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta = 0,30$ (cas de salle d'exposition, de sport, lieu de culte, salle de réunion avec places debout) ;

donné par le tableau 4-5 du **RPA 99 version 2003[01]**

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS, en procédant par les étapes suivantes :

Display → show tables → sélectionner Building Output Table
→ Story Shears → POIDS Combo

On aura la fenêtre suivante :

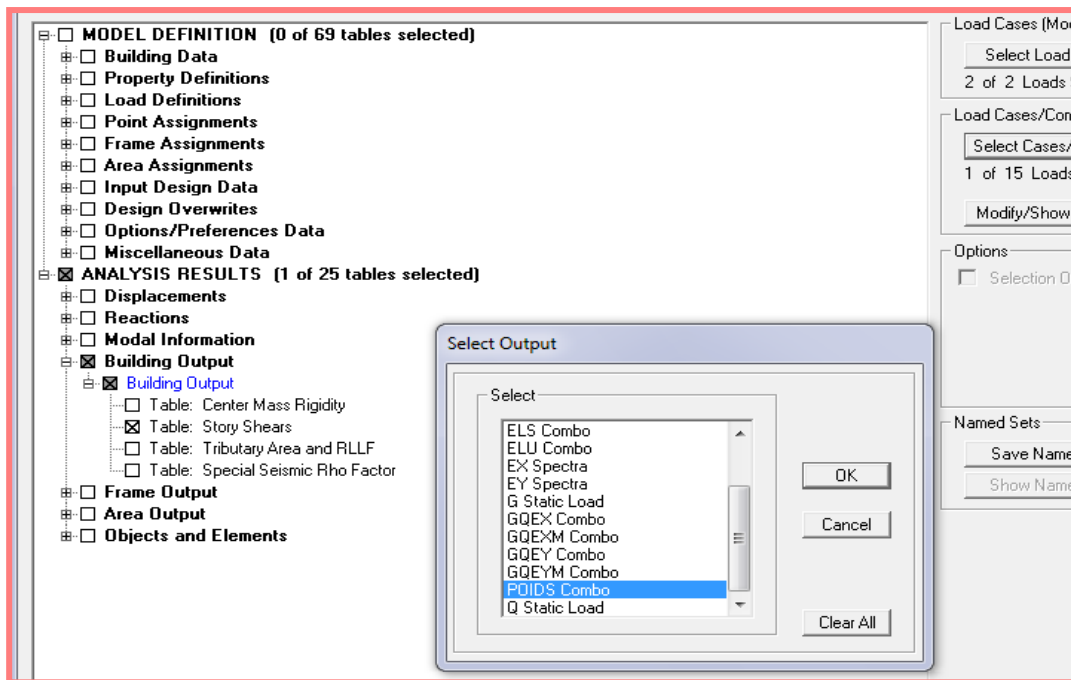


Figure IV.3: Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représenté par le tableau suivant :

Tableau IV.4: Valeur du poids total de la structure

Story Shears

Edit View

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ETAGE 8	POIDS	Top	4713,36	0,00	0,00	-0,003	64141,021	-63732,
	ETAGE 8	POIDS	Bottom	5813,43	0,00	0,00	-0,004	77598,991	-80294,
	ETAGE 7	POIDS	Top	9870,57	0,00	0,00	-0,004	128728,033	-133755
	ETAGE 7	POIDS	Bottom	11574,48	0,00	0,00	-0,014	148403,558	-159714
	ETAGE 6	POIDS	Top	16116,03	0,00	0,00	-0,014	200784,424	-222024
	ETAGE 6	POIDS	Bottom	17393,96	0,00	0,00	-0,020	215541,210	-241493
	ETAGE 5	POIDS	Top	21780,83	0,00	0,00	-0,020	266161,127	-301543
	ETAGE 5	POIDS	Bottom	23058,77	0,00	0,00	-0,027	280917,910	-321011,
	ETAGE 4	POIDS	Top	27445,64	0,00	0,00	-0,027	331537,828	-381060
	ETAGE 4	POIDS	Bottom	28844,06	0,00	0,00	-0,033	347644,057	-402275
	ETAGE 3	POIDS	Top	33230,93	0,00	0,00	-0,033	398263,975	-462324
	ETAGE 3	POIDS	Bottom	34629,35	0,00	0,00	-0,038	414370,120	-483538
	ETAGE 2	POIDS	Top	39016,23	0,00	0,00	-0,038	464990,038	-543588
	ETAGE 2	POIDS	Bottom	40551,20	0,00	0,00	-0,042	482625,476	-566781
	ETAGE 1	POIDS	Top	45263,94	0,00	0,00	-0,042	536770,240	-631386
	ETAGE 1	POIDS	Bottom	46798,91	0,00	0,00	-0,044	554405,574	-654580
	RDC	POIDS	Top	50491,98	0,00	0,00	-0,044	598494,381	-708541
	RDC	POIDS	Bottom	52742,10	0,00	0,00	-0,048	624287,007	-742418
	SS	POIDS	Top	56435,17	0,00	0,00	-0,048	668375,815	-796379
	SS	POIDS	Bottom	60223,49	0,00	0,00	-0,049	714618,757	-847450

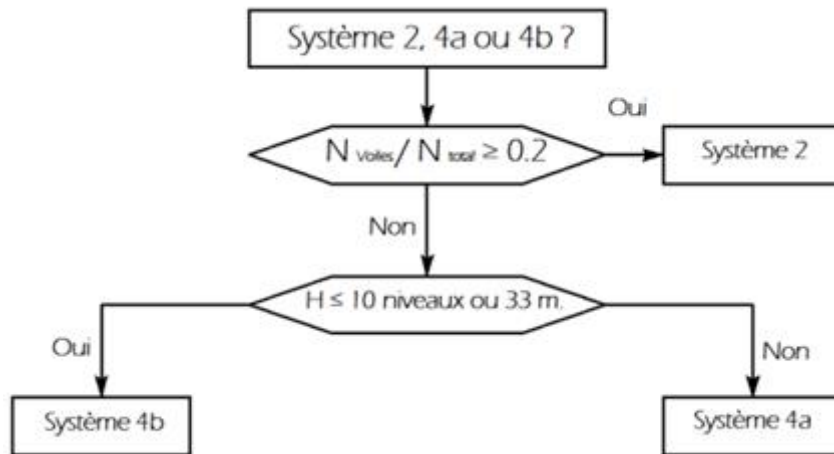
On choisit la valeur indiquée pour SS _ Bottom

Donc : $W = 60223,49 \text{ KN}$

✓ Justification du système de contreventement

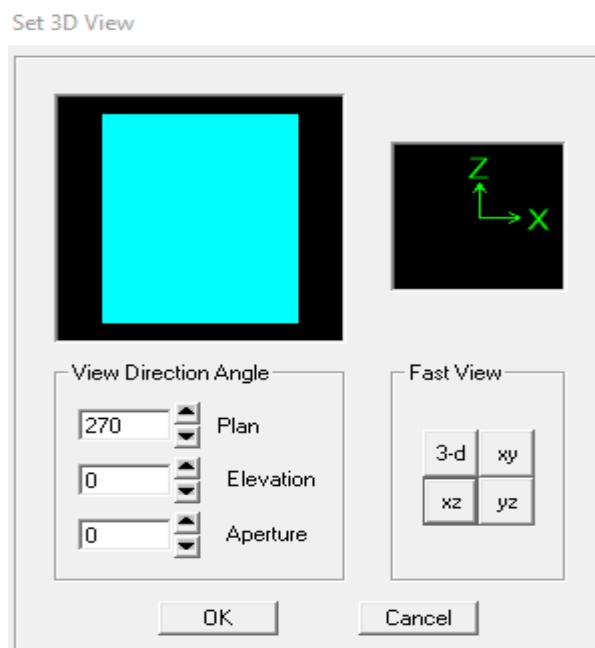
L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de contreventement R pour chacune des catégories (**Tableau 4.3 du RPA 99 version 2003[01]**)

La figure suivante représente un organigramme proposé par **M.TALEB Rafik** dans son article « **Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003 pour les Structures de Bâtiment en Béton Armé : Interprétations et Propositions** » [10] en page 141 publié dans le journal international « **JORNAL OF MATERIALS AND ENGINEERING STRUCTURES** » pour la classification des systèmes de contreventement 2,4a et 4b :

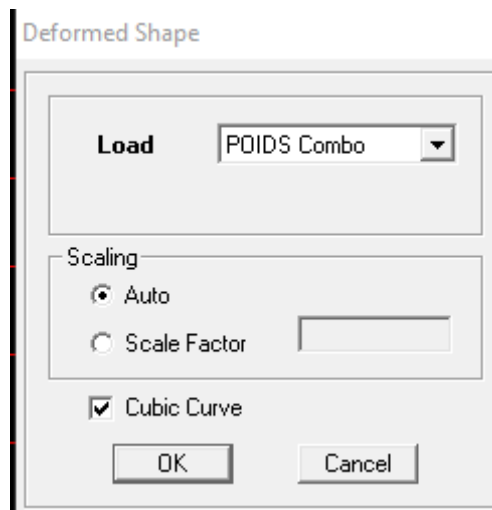


Les efforts verticaux **repris** par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View → **set 3D view** → une fenêtre apparait on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.

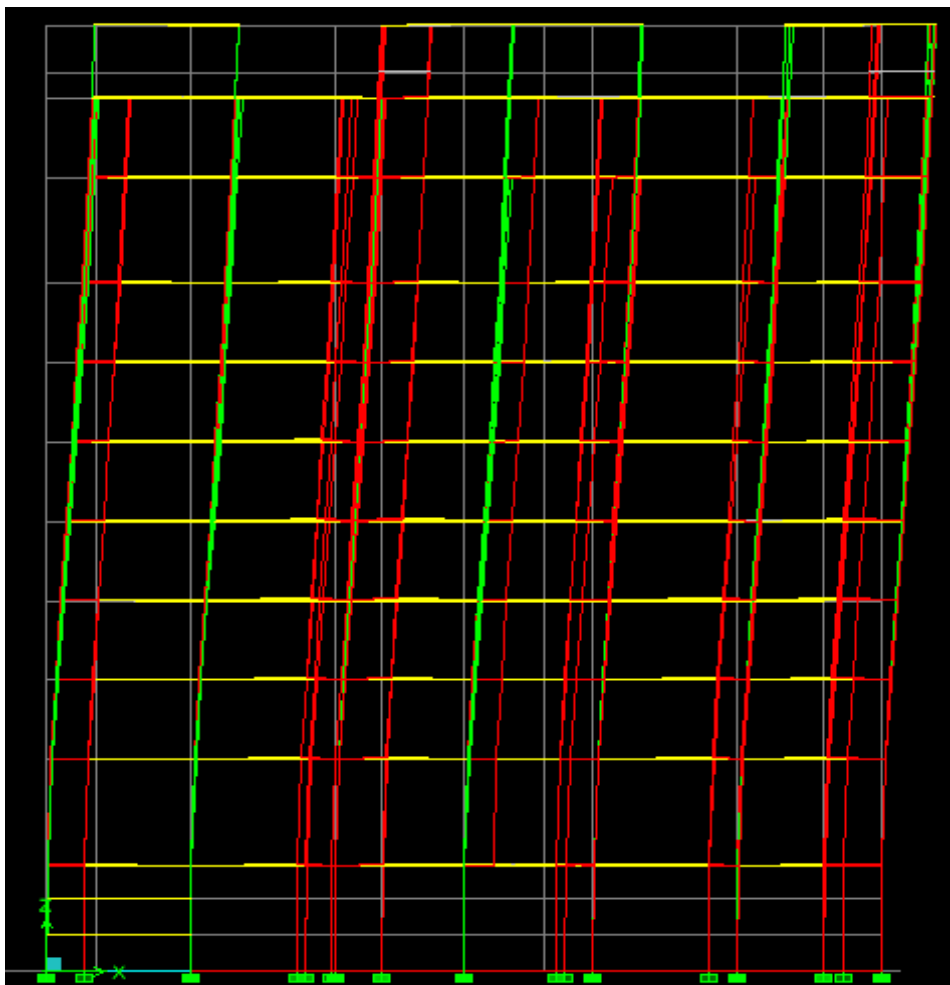


Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison poids.



Ensuite **draw** → **draw section cut**

On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit, et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.



Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2,1863	5,8026
End Point	31,675	5,8724

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14,7444	5,8375	0,	0

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-1,325E-10	9,265E-10	52965,055	1,239E-10	-9,267E-10	-51086,72
Moment	315408,846	32655,24	-0,1261	-305114,05	-33932,95	0,1203

Close Refresh

Les contraintes **reprise** par les voiles sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

on sélectionne tous les voiles du bâtiment puis

Display → show tables → Area output → Area Element Stresses → POIDS Combo

Area Element Stresses

Edit View

Area Element Stresses

	Story	AreaObj	AreaType	AreaElm	Joint	OutputCase	CaseType	S22Top	S12Tc
	ETAGE 7	F35	Floor	117	12	POIDS	Combination	1629,64	-619,7
	ETAGE 7	F35	Floor	117	49	POIDS	Combination	316,96	-671,1
	ETAGE 7	F35	Floor	117	48	POIDS	Combination	539,20	1751,1
	ETAGE 7	F36	Floor	118	12	POIDS	Combination	646,54	-166,2
	ETAGE 7	F36	Floor	118	43	POIDS	Combination	-96,30	-168,5
	ETAGE 7	F36	Floor	118	44	POIDS	Combination	140,58	454,6
▶	ETAGE 7	F36	Floor	118	18	POIDS	Combination	-3308,12	457,4
	ETAGE 7	F37	Floor	119	18	POIDS	Combination	2170,59	-512,6
	ETAGE 7	F37	Floor	119	24	POIDS	Combination	1971,87	469,9
	ETAGE 7	F37	Floor	119	45	POIDS	Combination	-37,88	467,4
	ETAGE 7	F37	Floor	119	44	POIDS	Combination	143,49	-515,0
	ETAGE 7	F38	Floor	120	24	POIDS	Combination	2878,70	357,4
	ETAGE 7	F38	Floor	120	30	POIDS	Combination	875,63	-264,3
	ETAGE 7	F38	Floor	120	46	POIDS	Combination	-188,50	-248,1
	ETAGE 7	F38	Floor	120	45	POIDS	Combination	97,53	373,5
	ETAGE 7	F39	Floor	121	30	POIDS	Combination	646,89	225,9
	ETAGE 7	F39	Floor	121	36	POIDS	Combination	2540,26	-621,8
	ETAGE 7	F39	Floor	121	47	POIDS	Combination	60,18	648,5

OK

$$Lv = 14,75\text{m}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{1min}}{4}$$

$$\frac{\sigma_{max}}{29,5/2} = \frac{\sigma_{1min}}{29,5}$$

$$\frac{3308,12}{29,5/2} = \frac{\sigma_{1min}}{29,5}$$

$$\sigma_{1min} = 1654,06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 2994,61 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_{moy} = 2994,61 \cdot 15,25$$

$$q_{moy} = 196,24 \text{ KN/m} \rightarrow F_{moy} = 196,24 \cdot 22,90 \rightarrow F_{moy} = 4493,10 \text{ KN}$$

$$Wt = 52742,09 \rightarrow 100\%$$

$$4493,10 \rightarrow X$$

$$8,52 \% < 20 \%$$

$$\left. \begin{array}{l} 8,52 \% < 20 \% \\ H > 33\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Système 4a}$$

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du **RPA 99 version 2003[01]** :

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Selon les résultats trouvée, on remarque que la majorité des efforts verticaux repris par les voiles $\leq 20\%$.

D'après l'article 3.4 du **RPA 99 version 2003[01]**, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure, on prend le système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction; dont le coefficient de comportement **R=5**

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode dynamique modale spectrale nous donne les valeurs suivantes :

MSE (RPA 99 V/ 2003)[01]	Sens X		Sens Y	
Coefficient	A	0,3	A	0,3
	D	1,30	D	1,30
	Q	1,05	Q	1,05
	W	60223,49	W	60223,49
	R	5	R	5
Forces sismiques V (Kn)	4932,30		4932,30	

✓ Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS

En procédant par les étapes suivantes :

Display→ Show tables → on selection Building output

→ Table: table story shears→on choisit EX spectra et EY spectra

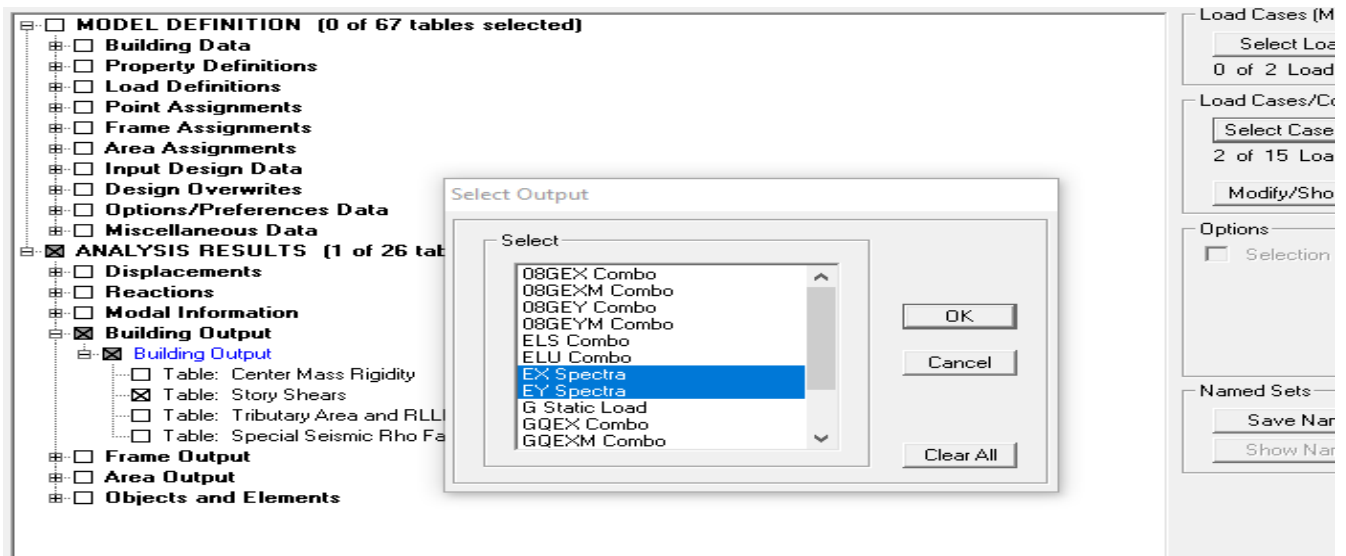


Figure IV.4: Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

Tableau IV.5: Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ETAGE 3	EY	Top	0,00	183,37	4038,22	62895,115	39699,512	1732,9
	ETAGE 3	EY	Bottom	0,00	183,37	4038,22	62894,950	51438,210	2291,6
	ETAGE 2	EX	Top	0,00	4083,82	201,95	54046,711	2427,715	47423,7
	ETAGE 2	EX	Bottom	0,00	4083,82	201,95	54046,713	3041,602	59392,5
	ETAGE 2	EY	Top	0,00	198,11	4350,08	68220,631	51438,210	2291,6
	ETAGE 2	EY	Bottom	0,00	198,11	4350,08	68220,466	64069,052	2895,3
	ETAGE 1	EX	Top	0,00	4345,17	210,76	57801,152	3041,602	59392,5
	ETAGE 1	EX	Bottom	0,00	4345,17	210,76	57801,166	3681,897	72083,3
	ETAGE 1	EY	Top	0,00	208,37	4622,38	73184,622	64069,052	2895,3
	ETAGE 1	EY	Bottom	0,00	208,37	4622,38	73184,542	77403,209	3530,7
	RDC	EX	Top	0,00	4518,13	215,01	60234,820	3681,897	72083,3
	RDC	EX	Bottom	0,00	4518,13	215,01	60234,864	4550,052	89657,0
	RDC	EY	Top	0,00	214,03	4814,10	76838,585	77403,209	3530,7
	RDC	EY	Bottom	0,00	214,03	4814,10	76838,507	95900,152	4398,1
	SS	EX	Top	0,00	4568,58	215,95	60866,009	4550,052	89657,0
	SS	EX	Bottom	0,00	4569,76	216,01	60872,328	5420,752	107556,
	SS	EY	Top	0,00	215,94	4862,09	77773,822	95900,152	4398,1
	SS	EY	Bottom	0,00	216,01	4863,08	77775,137	114813,842	5268,5

OK

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : $V_x = 4569,76 \text{ KN}$

$V_y = 4863,08 \text{ KN}$

Comparaison des résultats des forces sismiques

	$V_{MSE} \text{ (KN)}$	$0.8V_{MSE} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (x-x)	4932,30	3945,84	4569,76	Condition vérifiée
Sens (y-y)	4932,30	3945,84	4863,08	Condition vérifiée

IV.1.4. Justification vis-à-vis des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du **RPA 99 version 2003[01]**. Ils ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 version 2003[01], formule 4-19})$$

δ_{ek} déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99 version 2003[01],}).$$

δ_{kx} déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à un niveau i-1

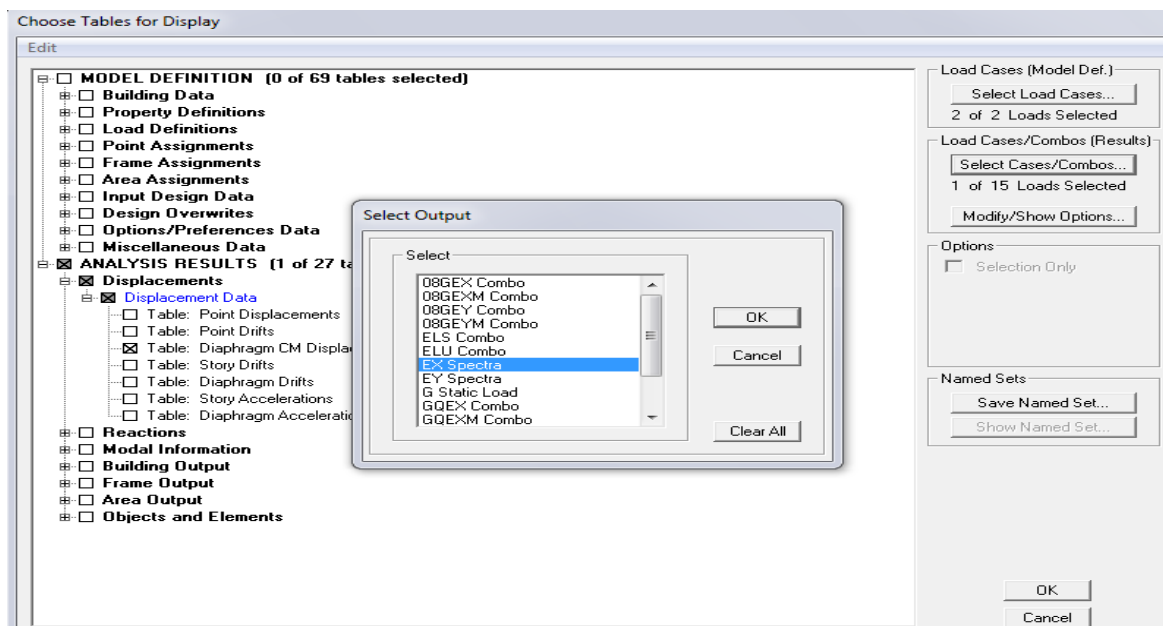
δ_{ky} déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à un niveau i-1

H_e hauteur de l'étage courant

✓ Dans le sens longitudinal

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **Show Tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

Select Cases/Combos → 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ET	D12	EX	0,0321	0,0028	0,0000	0,00000	0,00000	0,00041
	ET	D13	EX	0,0334	0,0032	0,0000	0,00000	0,00000	0,00045
	ETAGE 8	D10	EX	0,0312	0,0015	0,0000	0,00000	0,00000	0,00040
	ETAGE 7	D9	EX	0,0286	0,0013	0,0000	0,00000	0,00000	0,00036
	ETAGE 6	D8	EX	0,0248	0,0011	0,0000	0,00000	0,00000	0,00031
	ETAGE 5	D7	EX	0,0215	0,0009	0,0000	0,00000	0,00000	0,00028
	ETAGE 4	D6	EX	0,0179	0,0008	0,0000	0,00000	0,00000	0,00023
	ETAGE 3	D5	EX	0,0141	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00019
	ETAGE 2	D4	EX	0,0103	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
	ETAGE 1	D3	EX	0,0066	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
	RDC	D2	EX	0,0033	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	SS	D1	EX	0,0005	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

✓ Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : **Select cases/combo**s → 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ET	D12	EY	0,0020	0,0283	0,0000	0,00000	0,00000	0,00032
	ET	D13	EY	0,0021	0,0295	0,0000	0,00000	0,00000	0,00033
	ETAGE 8	D10	EY	0,0015	0,0266	0,0000	0,00000	0,00000	0,00031
	ETAGE 7	D9	EY	0,0013	0,0237	0,0000	0,00000	0,00000	0,00028
	ETAGE 6	D8	EY	0,0013	0,0196	0,0000	0,00000	0,00000	0,00024
	ETAGE 5	D7	EY	0,0011	0,0164	0,0000	0,00000	0,00000	0,00020
	ETAGE 4	D6	EY	0,0010	0,0132	0,0000	0,00000	0,00000	0,00017
	ETAGE 3	D5	EY	0,0008	0,0100	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013
	ETAGE 2	D4	EY	0,0006	0,0070	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
	ETAGE 1	D3	EY	0,0004	0,0043	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	RDC	D2	EY	0,0002	0,0020	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	SS	D1	EY	0,0000	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

Tableau IV.6: Les résultats du calcul avec la combinaison Ex :

Story	Diaphrahm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R \delta_{ek}$	$\Delta_x = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	Conclusion
Etage 8	D10	EX	0,0321	5	0,1605	0,0175	0,0306	CV
Etage 7	D9	EX	0,0286	5	0,143	0,019	0,0408	CV
Etage 6	D8	EX	0,0248	5	0,124	0,0165	0,0306	CV
Etage 5	D7	EX	0,0215	5	0,1075	0,018	0,0306	CV
Etage 4	D6	EX	0,0179	5	0,0895	0,019	0,0306	CV
Etage 3	D5	EX	0,0141	5	0,0705	0,019	0,0306	CV
Etage 2	D4	EX	0,0103	5	0,0515	0,0185	0,0306	CV
Etage 1	D3	EX	0,0066	5	0,033	0,0165	0,0306	CV
RDC	D2	EX	0,0033	5	0,0165	0,014	0,0408	CV
SS	D1	EX	0,0005	5	0,0025	0,0025	0,0408	CV

Tableau IV.7: Les résultats du calcul avec la combinaison Ey :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k = R \delta_{ek}$	$\Delta_y = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	Conclusion
Etage 8	D10	EY	0,0266	5	0,133	0,0145	0,036	CV
Etage 7	D9	EY	0,0237	5	0,1185	0,0205	0,0408	CV
Etage 6	D8	EY	0,0196	5	0,098	0,016	0,036	CV
Etage 5	D7	EY	0,0164	5	0,082	0,016	0,036	CV
Etage 4	D6	EY	0,0132	5	0,066	0,016	0,036	CV
Etage 3	D5	EY	0,0100	5	0,05	0,015	0,036	CV
Etage 2	D4	EY	0,0070	5	0,035	0,0135	0,036	CV
Etage 1	D3	EY	0,0043	5	0,0215	0,0115	0,036	CV
RDC	D2	EY	0,002	5	0,01	0,009	0,0408	CV
SS	D1	EY	0,0002	5	0,001	0,001	0,0408	CV

IV.1.5. Vérifications de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Avec

P_k poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1-\theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans les tableaux ci-après.

		Sens x-x (sous Ex)			
story	poids	Δ_x [m]	V_x	$V_x \times h$	θ_x
Etage 8	5813,43	0,0312	1023,59	3132,1854	0,05790814
Etage 7	11574,48	0,0286	1765,4	7202,832	0,04595833
Etage 6	17393,96	0,0248	2409,46	7372,9476	0,05850716
Etage 5	23058,77	0,0215	2933,78	8977,3668	0,05522372
Etage 4	28844,06	0,0179	3373,76	10323,7056	0,05001195
Etage 3	34629,35	0,0141	3767,19	11527,6014	0,04235693
Etage 2	40551,2	0,0103	4083,82	12496,4892	0,03342358
Etage 1	46798,91	0,0066	4345,17	13296,2202	0,02323012
RDC	52742,1	0,0033	4518,13	18433,9704	0,00944175
SS	60223,49	0,0005	4569,76	25352,5896	0,00161504

		Sens y-y (sous Ey)			
story	poids	Δ_y [m]	V_y	$V_y \times h$	θ_y
Etage 8	5813,43	0,0266	1163,04	3558,9024	0,04345082
Etage 7	11574,48	0,0237	1976,29	8063,2632	0,03402037
Etage 6	17393,96	0,0196	2641,71	8083,6326	0,04217431
Etage 5	23058,77	0,0164	3191,92	9767,2752	0,03871743
Etage 4	28844,06	0,0132	3645,71	11155,8726	0,03412925
Etage 3	34629,35	0,01	4038,22	12356,9532	0,02802418
Etage 2	40551,2	0,007	4350,08	13311,2448	0,02132471
Etage 1	46798,91	0,0043	4622,38	14144,4828	0,01422712
RDC	52742,1	0,002	4814,1	19641,528	0,00537047
SS	60223,49	0,0002	4863,08	19841,3664	0,00060705

Conclusion

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta \leq 0,1$.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

- Pour V_x

Display → **show tables** → **ANALYSIS RESULTS** → **Building Output**

→ **Table: Story Shears** → on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur : 2 fois **OK**

Story Shears

Edit View

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ETAGE 8	EX	Top	0,00	1023,59	48,59	13828,682	16,360	331,90
	ETAGE 8	EX	Bottom	0,00	1023,59	48,59	13828,591	155,853	3470,1
	ETAGE 7	EX	Top	0,00	1765,40	87,51	23722,752	155,853	3470,1
	ETAGE 7	EX	Bottom	0,00	1765,40	87,51	23722,779	512,800	10618,4
	ETAGE 6	EX	Top	0,00	2409,46	121,69	31989,860	512,800	10618,4
	ETAGE 6	EX	Bottom	0,00	2409,46	121,69	31989,854	880,273	17757,5
	ETAGE 5	EX	Top	0,00	2933,78	149,26	38689,411	880,273	17757,5
	ETAGE 5	EX	Bottom	0,00	2933,78	149,26	38689,408	1332,599	26419,0
	ETAGE 4	EX	Top	0,00	3373,76	171,05	44545,077	1332,599	26419,0
	ETAGE 4	EX	Bottom	0,00	3373,76	171,05	44545,080	1853,471	36370,6
	ETAGE 3	EX	Top	0,00	3767,19	188,97	49800,218	1853,471	36370,6
	ETAGE 3	EX	Bottom	0,00	3767,19	188,97	49800,219	2427,715	47423,1
	ETAGE 2	EX	Top	0,00	4083,82	201,95	54046,711	2427,715	47423,1
	ETAGE 2	EX	Bottom	0,00	4083,82	201,95	54046,713	3041,602	59392,5
	ETAGE 1	EX	Top	0,00	4345,17	210,76	57801,152	3041,602	59392,5
	ETAGE 1	EX	Bottom	0,00	4345,17	210,76	57801,166	3681,897	72083,3
	RDC	EX	Top	0,00	4518,13	215,01	60234,820	3681,897	72083,3
	RDC	EX	Bottom	0,00	4518,13	215,01	60234,864	4550,052	89657,0
	SS	EX	Top	0,00	4568,58	215,95	60866,009	4550,052	89657,0
	SS	EX	Bottom	0,00	4569,76	216,01	60872,328	5420,752	107556,1

- Pour Vy

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

Story Shears

Edit View

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ET	EY	Top	0,00	2,80	80,15	1793,383	0,003	0,047
	ET	EY	Bottom	0,00	8,00	228,37	3448,219	373,031	12,95
	ETAGE 8	EY	Top	0,00	42,70	1163,04	17411,397	373,031	12,96
	ETAGE 8	EY	Bottom	0,00	42,70	1163,04	17411,252	3940,062	143,98
	ETAGE 7	EY	Top	0,00	78,55	1976,29	29704,688	3940,062	143,98
	ETAGE 7	EY	Bottom	0,00	78,55	1976,29	29704,522	11950,290	463,83
	ETAGE 6	EY	Top	0,00	112,81	2641,71	40275,223	11950,290	463,83
	ETAGE 6	EY	Bottom	0,00	112,81	2641,71	40275,056	19737,388	805,18
	ETAGE 5	EY	Top	0,00	140,88	3191,92	49009,202	19737,388	805,18
	ETAGE 5	EY	Bottom	0,00	140,88	3191,92	49009,023	29060,741	1232,6
	ETAGE 4	EY	Top	0,00	164,12	3645,71	56392,754	29060,741	1232,6
	ETAGE 4	EY	Bottom	0,00	164,12	3645,71	56392,557	39699,512	1732,9
	ETAGE 3	EY	Top	0,00	183,37	4038,22	62895,115	39699,512	1732,9
	ETAGE 3	EY	Bottom	0,00	183,37	4038,22	62894,950	51438,210	2291,6
	ETAGE 2	EY	Top	0,00	198,11	4350,08	68220,631	51438,210	2291,6
	ETAGE 2	EY	Bottom	0,00	198,11	4350,08	68220,466	64069,052	2895,3
	ETAGE 1	EY	Top	0,00	208,37	4622,38	73184,622	64069,052	2895,3
	ETAGE 1	EY	Bottom	0,00	208,37	4622,38	73184,543	77403,209	3530,7

- Pour P

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison poids pour déterminer le P de chaque plancher.

Story Shears

Edit View

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ETAGE 8	POIDS	Top	4713,36	0,00	0,00	-0,003	64141,021	-63732,
	ETAGE 8	POIDS	Bottom	5813,43	0,00	0,00	-0,004	77598,991	-80294,
	ETAGE 7	POIDS	Top	9870,57	0,00	0,00	-0,004	128728,033	-133755
	ETAGE 7	POIDS	Bottom	11574,48	0,00	0,00	-0,014	148403,558	-159714
	ETAGE 6	POIDS	Top	16116,03	0,00	0,00	-0,014	200784,424	-222024
	ETAGE 6	POIDS	Bottom	17393,96	0,00	0,00	-0,020	215541,210	-241493
	ETAGE 5	POIDS	Top	21780,83	0,00	0,00	-0,020	266161,127	-301543
	ETAGE 5	POIDS	Bottom	23058,77	0,00	0,00	-0,027	280917,910	-321011,
	ETAGE 4	POIDS	Top	27445,64	0,00	0,00	-0,027	331537,828	-381060
	ETAGE 4	POIDS	Bottom	28844,06	0,00	0,00	-0,033	347644,057	-402275
	ETAGE 3	POIDS	Top	33230,93	0,00	0,00	-0,033	398263,975	-462324
	ETAGE 3	POIDS	Bottom	34629,35	0,00	0,00	-0,038	414370,120	-483538
	ETAGE 2	POIDS	Top	39016,23	0,00	0,00	-0,038	464990,038	-543588
	ETAGE 2	POIDS	Bottom	40551,20	0,00	0,00	-0,042	482625,476	-566781
	ETAGE 1	POIDS	Top	45263,94	0,00	0,00	-0,042	536770,240	-631386
	ETAGE 1	POIDS	Bottom	46798,91	0,00	0,00	-0,044	554405,574	-654580
	RDC	POIDS	Top	50491,98	0,00	0,00	-0,044	598494,381	-708541
	RDC	POIDS	Bottom	52742,10	0,00	0,00	-0,048	624287,007	-742418
►	SS	POIDS	Top	56435,17	0,00	0,00	-0,048	668375,815	-
	SS	POIDS	Bottom	60223,49	0,00	0,00	-0,049	714618,757	-847450

IV.1.6. Vérifications du moment de renversement

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens :

$$M_s \geq 1,5 M_r$$

Story Shears

Edit View

Story Shears								
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	MX	MY
	ETAGE 3	EY	Top	0,00	183,37	4038,22	39699,512	1732,938
	ETAGE 3	EY	Bottom	0,00	183,37	4038,22	51438,210	2291,685
	ETAGE 2	EX	Top	0,00	4083,82	201,95	2427,715	47423,138
	ETAGE 2	EX	Bottom	0,00	4083,82	201,95	3041,602	59392,580
	ETAGE 2	EY	Top	0,00	198,11	4350,08	51438,210	2291,685
	ETAGE 2	EY	Bottom	0,00	198,11	4350,08	64069,052	2895,329
	ETAGE 1	EX	Top	0,00	4345,17	210,76	3041,602	59392,580
	ETAGE 1	EX	Bottom	0,00	4345,17	210,76	3681,897	72083,335
	ETAGE 1	EY	Top	0,00	208,37	4622,38	64069,052	2895,329
	ETAGE 1	EY	Bottom	0,00	208,37	4622,38	77403,209	3530,788
	RDC	EX	Top	0,00	4518,13	215,01	3681,897	72083,335
	RDC	EX	Bottom	0,00	4518,13	215,01	4550,052	89657,040
	RDC	EY	Top	0,00	214,03	4814,10	77403,209	3530,788
	RDC	EY	Bottom	0,00	214,03	4814,10	95900,152	4398,191
	SS	EX	Top	0,00	4568,58	215,95	4550,052	89657,040
	SS	EX	Bottom	0,00	4569,76	216,01	5420,752	107556,021
	SS	EY	Top	0,00	215,94	4862,09	95900,152	4398,191
	SS	EY	Bottom	0,00	216,01	4863,08	114813,842	5268,546

Mr : Moment renversant. (logiciel **Etabs**)

Mrx = 114813,842 KN.m , **Mry**= 107556,021KN.m

Ms : moment stabilisant. ($M_s = w \cdot \frac{L_x}{2}$)

Avec :

W : poids du bâtiment.

$\frac{L_x}{2}$: centre de gravité.

- Sens X-X :

$$M_{sx} = w \times \frac{L_x}{2} = 60223,49 \times \frac{29,50}{2} = 888296,47 \text{KN.m}$$

- Sens Y-Y :

$$M_{sy} = w \times \frac{L_y}{2} = 60223,49 \times \frac{22,90}{2} = 689558,96 \text{KN.m}$$

D'où :

Sens X-X :

$$M_{sx} \geq 1,5 M_{rx}$$

$$888296,47 \text{ KN.m} \geq 172220,763 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée dans le sens X-X.

Sens Y-Y :

$$M_{sy} \geq 1,5 M_{ry}$$

$$689558,96 \text{ KN.m} \geq 161334,0513 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée dans le sens Y-Y

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

V.1. Ferraillage des poteaux

Introduction

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal ($N_{\max}$) et moment correspondant (M_{cor}).
- effort normal minimal ($N_{\min}$) et le moment correspondant (M_{cor}).
- moment fléchissant maximal ($M_{\max}$) et l'effort normal correspondant (N_{cor}).

Les caractéristiques de calculer en situation durable et accidentelle :

Situation	θ	Béton			Aciers		
		γ_b	$F_{c28}(\text{MPa})$	$F_{bu}(\text{MPa})$	$F_e(\text{MPa})$	γ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1	1.5	25	14.2	400	1.15	348
Accidentelle	0,85	1.15	25	18.48	400	1	400

✓ Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le **RPA 99 Version 2003[01]** et **BAEL 91 modifié 99[03]** comme suite :

- Situation durable à l'ELU selon BAEL91modifiée 99 : $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots(1)$
- Situation accidentelle (article 5.2) selon le RPA99version 2003 :
- $G + Q \pm E \dots\dots\dots(2)$
- $0,8 G \pm E \dots\dots\dots(3)$

V.1.1. Recommandation du RPA 99version 2003[01]

V.1.1.1 Armatures longitudinales

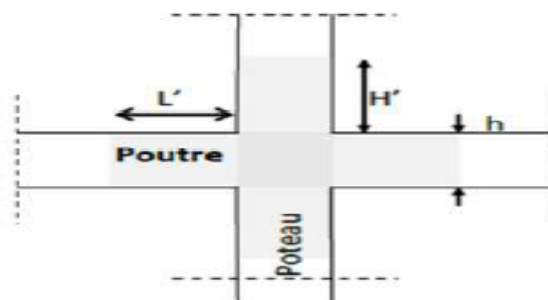
D'après le **RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.1)[01]** :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- Leur pourcentage en zone sismique **III** est limité à :
 - Le pourcentage minimal est de **0.9%** de la section du poteau.
 - Le pourcentage maximal est de **3%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.
 - La longueur de recouvrement est $L_r = 50 \phi_L$ en zone **III**.
 - La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 20 cm en zone **III**.

Tableau V.1.1 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA [01]

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{\min}=0,009 \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{\max}=0,06 \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{\max}=0,03 \times b \times h$ (cm ²)
Poteaux (50x50)	22,5	150	75
Poteaux (45x45)	18,23	121,5	60,75
Poteaux (40x40)	14,4	96	48
Poteaux (35x35)	11,03	73,5	36,75
Poteaux (30x30)	8,1	54	27

✓ Délimitation de la zone nodale :



$$h' = \text{Max}\{h_e/6, b_1, h_1, 60\}$$

Pour :

- les poteaux de sous-sol et RDC (50x50) : $h' = \text{Max}\{408/6, 50, 60\} = 68\text{cm}$
- les poteaux du 1^{er} et 2^{ème} étage (45x45) : $h' = \text{Max}\{306/6, 45, 60\} = 60\text{cm}$
- les poteaux du 3^{ème} et 4^{ème} étage (40x40) : $h' = \text{Max}\{306/6, 40, 60\} = 60\text{cm}$
- les poteaux du 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage (35x35) : $h' = \text{Max}\{306/6, 35, 60\} = 60\text{cm}$
- les poteaux du 8^{ème} (30x30) : $h' = \text{Max}\{306/6, 30, 60\} = 60\text{cm}$

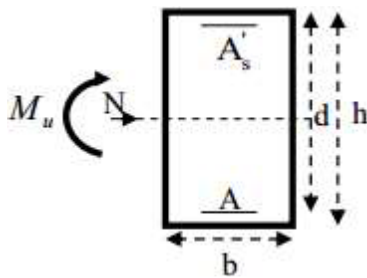
$L' = 2xh$: Pour les poutres (25x35) : $L' = 2x35 = 70\text{cm}$

a) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

✓ Exposé de la méthode de calcul à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et un moment fléchissant M_f , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

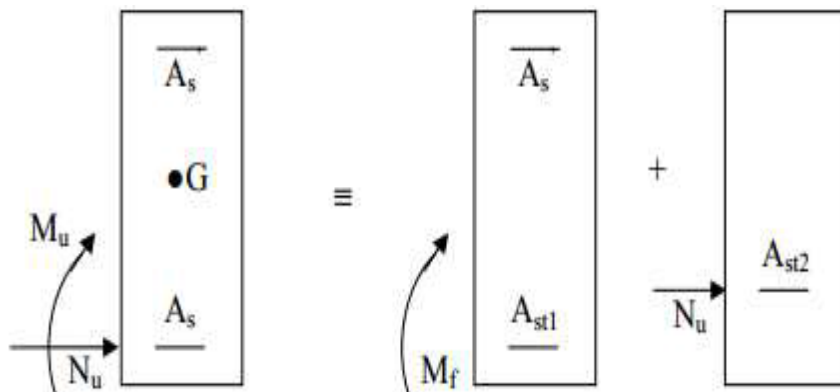


1^{er} cas : Section partiellement comprimée (SPC)

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$\begin{cases} e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \text{ Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \end{cases}$$

M_f : Moment fictif



$$\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

- **Si** : $\mu \leq \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$$

On détermine β du tableau

La section réelle d'armature est : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

si : $A_s < 0$ donc : $A_s = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$

- **Si** : $\mu \geq \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée

On calcule : $M_r = \mu.b.d^2.f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta.d.\sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c').\sigma_s} ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c').\sigma_s}$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée (SDA)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

2ème cas : Section entièrement comprimée (SEC)

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$\begin{cases} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u.(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right).b.h^2.f_{bc} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N - 100.\psi.b.h.f_{bc}}{100.\sigma_s} ; \quad A_2 = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.375 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{bh f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

3ème cas : Section entièrement tendue (SET)

La section est dite entièrement tendue :

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, (l'effort Normale est un effort de traction)

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{st} = \frac{N_u \times g}{(d-c) \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } g = \frac{h}{2} - c - e$$

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

b) Exemple de calcul a l'ELU

Pour les poteaux (50×50) : $N_u = -875,5 \text{ kN}$; $M_u = 8,233 \text{ kN.m}$

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

$$e_u = \frac{8,233}{875,5} = 0,0094 \text{ m}$$

$$e_u = 0,0094 \text{ m} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,21156 \text{ m}$$

Les sections d'armatures sont:

$$A_{st} = \frac{N_u \times g}{(d-c) \sigma_{st}} = \frac{875,5 \times 0,21156 \times 10}{0,45 \times 400} \quad \text{Avec : } g = \frac{h}{2} - c - e$$

$$A_{st} = 10,486 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = \frac{N_u}{\sigma_{st}} - A_{st} = \frac{875,5 \times 10}{400} - 10,486 = 11,40 \text{ cm}^2$$

Nous allons ferrailler par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau :

- Zone I : sous-sol + RDC
- Zone II : du 1er et 2ème étage.
- Zone III : du 3ème et 4ème étage.
- Zone IV : du 5ème, 6ème et 7ème étage
- Zone V : 8ème étage

c) Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Convention :

$N > 0$ $\longrightarrow$ Compression

Tableau V.1.2 Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal

Section	Poteau	Effort normal N « KN »	Moment M « KN.m »	Obs	A_s cm ²	A_i cm ²
Zone I (50x50)	C12	$N_{max}=1830,15$ (GQEYM)	$M_{corr}= -44,301$	SEC	0	0
	C15	$N_{min}=-875,5$ (08GEY)	$M_{corr}= 8,233$	SET	10,49	11,4
	C12	$N_{corr}=1787,53$ (GQEX)	$M_{max}= -139,007$	SEC	0	0
Zone II (45x45)	C12	$N_{max}=1611,36$ (GQEYM)	$M_{corr}= -67,9$	SEC	0	0
	C15	$N_{min}= -593,34$ (08GEY)	$M_{corr}=10,745$	SET	6,75	8,09
	C12	$N_{corr}= 1232,57$ (GQEX)	$M_{max}= -238,359$	SPC	3,55	0
Zone III (40x40)	C12	$N_{max}=1104,55$ (GQEYM)	$M_{corr}= -61,283$	SEC	0	0
	C41	$N_{min}=- 206,41$ (08GEY)	$M_{corr}= 51,99$	SPC	0	6,23
	C12	$N_{corr}=765,21$ (GQEX)	$M_{max}= -199,986$	SPC	7,66	0
Zone IV (35x35)	C12	$N_{max}=709,45$ (ELU)	$M_{corr}= -35,687$	SEC	0	0
	C41	$N_{min}=- 105,48$ (08GEY)	$M_{corr}= 40,622$	SPC	0	1,87
Zone V (30x30)	C12	$N_{max}=258,58$ (ELU)	$M_{corr}= -33,221$	SPC	0,34	0
	C41	$N_{min}=- 31,27$ (08GEY)	$M_{corr}= 21,655$	SPC	0	2,43

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s correspondante recommandée par le règlement « **RPA.99/modifiée2003** » [01] en zone III

Tableau V.1.3. Ferraillage final des poteaux dans le sens longitudinal

Niveau	Section (cm ²)	A _s (cm ²)	A _i (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix de A (cm ²)
Sous-sol + RDC	(50x50)	10,49	11,4	22,5	37,70	12HA20
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	(45x45)	6,75	8,09	18,23	28,64	4HA20+8HA16
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	(40x40)	7,66	6,23	14,4	24,13	12HA16
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	(35x35)	0	1,87	11,03	12,32	8HA14
8 ^{ème} étage	(30x30)	0,34	2,43	8,1	9,05	8HA12

V.2.2. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

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.

Selon BAEL 91modifier 99(Art A8.1.3) [03]

a) Le diamètre :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t > \frac{\phi_{lmax}}{3} \quad (\text{Selon BAEL91modifier99/ArtA8.1.3[03]})$$

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} 6.67 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Avec :

ϕ_l : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

✓ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2) [01]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

A_t : armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

S_t : espacement des armatures transversales

b) Espacement des armatures transversales « S_t »

Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2) [01]

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale

$$S_t \leq 10cm \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante

$$S_t = \min (b_1/2, h_1/2, 10 \phi_{\min}) \rightarrow S_t = \min (30/2, 30/2, 10 \times 1,2) \rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$$

Avec :

$\phi_L = 12\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion :

On adopte :

$S_t = 10\text{cm}$ en zone nodale

$S_t = 12 \text{ cm}$ en zone courante

c) Coefficient correcteur « ρ » :

Qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$\rho = 2,5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3,75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

d) Calcul d'élancement géométrique :

Tableau V.1.4. Valeurs de l'élancement géométrique

Section des poteaux (cm ²)	L ₀ (m)	L _f = 0.7L ₀ (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$
(50x50)	4.08	2.856	5,712
(45x45)	3.06	2.142	4.76
(40x40)	3.06	2.142	5.355
(35x35)	3.06	2.142	6.12
(30x30)	3.06	2.142	7,14

Tableau V.1.5 efforts tranchant dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Effort tranchant max à l'ELU (KN)
Sous-sol + RDC	Zone I (50×50)	63,69
1er et 2ème étage	Zone II (45×45)	158,09
3er et 4ème étage	Zone III (40×40)	132,34
5ème, 6ème et 7ème étage	Zone IV (35×35)	88,11
8ème étage	Zone V (30×30)	48,55

- **Poteau (50×50) (RDC et sous-sol):**

$$\lambda_g = 5,712 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2,5$$

Vu: L'effort tranchant max Vu = 63,69KN

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 63,69}{500 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 79,61 \text{ mm}^2$$

En zone courante: $S_t = 12 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 63,69}{500 \times 400} \times 10^3 \times 120 = 95,54 \text{ mm}^2$$

- **Poteau (45×45) (étage 1 et 2)**

$$\lambda_g = 4,76 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

Vu: L'effort tranchant max Vu = 158,09KN

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3,75 \times 158,09}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 329,35 \text{ mm}^2$$

En zone courante: $S_t = 12 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3,75 \times 158,09}{450 \times 400} \times 10^3 \times 120 = 395,23 \text{ mm}^2$$

- **Poteau (40×40) (étage 3 et 4)**

$$\lambda_g = 5,355 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2,5$$

Vu: L'effort tranchant max Vu = 132,34KN

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 132,34}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 206,78 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 12 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 132,34}{400 \times 400} \times 10^3 \times 120 = 248,14 \text{ mm}^2$$

- **Poteau (35×35) (5, 6 et 7)**

$$\lambda_g = 6,12 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2,5$$

Vu: L'effort tranchant max Vu = 88,11KN

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 88,11}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 157,34 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 88,11}{350 \times 350} \times 10^3 \times 120 = 188,81 \text{ mm}^2$$

- **Poteau (30×30) (8)**

$$\lambda_g = 7,14 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu: L'effort tranchant max Vu = 48,55 kN

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 48,55}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 101,15 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 12 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 48,55}{300 \times 400} \times 10^3 \times 120 = 121,38 \text{ mm}^2$$

e) Vérifications à l'ELU

✓ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2) [01]**

$A_t / b \cdot S_t$ en % est donnée comme suit :

- si $\lambda_g \geq 5$: la quantité d'armatures transversale est 0.3%
- si $\lambda_g < 3$: la quantité d'armatures transversale est 0.8%
- si $3 \leq \lambda_g < 5$: la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes

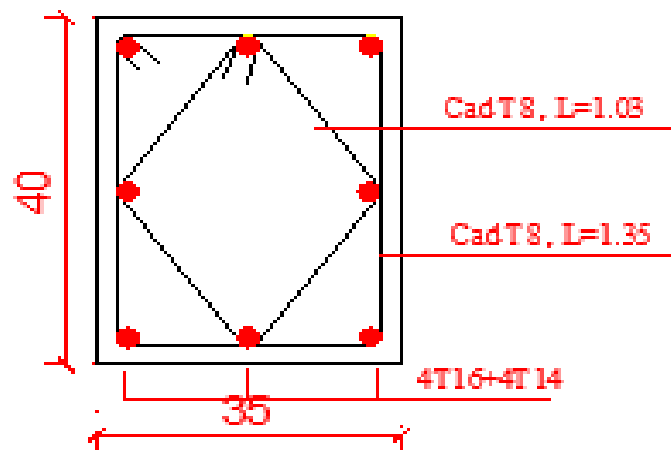


Figure V.1.1. Exemple de disposition des cadres

Tableau V.1.6. Section des armatures transversales

Poteaux	λ_g	$\frac{A_t}{b \times S_t} (\%)$	Zones	$A_{min} =$ $\% \times b \times S_t$ (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{choi} (cm ²)	Vérification $A_{min} < A_{choi}$
(50x50) sous-sol + RDC	6.347	0.3%	nodale	1,5	0,796	6Ø8=3,02	cv
			courante	1,8	0,955	6Ø8=3,02	cv
(45x45) 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	4.76	0.36%	nodale	1,62	3,294	6Ø8=3,02	cv
			courante	1,94	3,952	6Ø8=3,02	cv
(40x40) 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5.355	0.3%	nodale	1.2	1,323	6Ø8=3,02	cv
			courante	1,44	2,068	6Ø8=3,02	cv
(35x35) 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	6.12	0.3%	nodale	1,05	1,573	4Ø8=2.01	cv
			courante	1,26	1,888	4Ø8=2.01	cv
(30x30) 8 ^{ème} étage	6.12	0.3%	nodale	0,9	1,012	4Ø8 =2.01	cv
			courante	1,08	1,214	4Ø8=2.01	cv

Remarque :

D'après le tableau ci-dessus, $A_{tmin} < A_{choi}$

- Les armatures longitudinales des poteaux (sous-sol + RDC) seront encadrées avec un cadre de T8 de sections transversales (6Ø8 = 3,02cm²) dans la zone courante et la zone nodale.
- Les poteaux (1^{er} et 2^{ème} étage) seront encadrées avec un cadre de T8 sections transversales (6HA8 = 3,02cm²) dans la zone courante et la zone nodale.
- Les poteaux (3^{ème} et 4^{ème} étage) seront encadrées avec un (6Ø8 = 3,02cm²) dans la zone courante, et de T8 dans la zone nodale.
- Les poteaux (5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage) seront encadrées avec un (4Ø8 = 2,01cm²) dans la zone courante, et de T8 dans la zone nodale.
- Les poteaux (8^{ème} étage) seront encadrées avec un (4Ø8 = 2,01cm²) dans la zone courante, et de T8 dans la zone nodale.

✓ **Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1) [01]**

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 50 \times \phi_1$

- Pour les **HA12** : $L = 50 \times \phi_1 = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm}$
- Pour les **HA14** : $L = 50 \times \phi_1 = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$
- Pour les **HA16** : $L = 50 \times \phi_1 = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$
- Pour les **HA20** : $L = 50 \times \phi_1 = 50 \times 2,0 = 100 \text{ cm}$

✓ **Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art A.6.1.221) [03]**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 2,835 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1,5$ pour les aciers à haute adhérence

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

- Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm}$$

- Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

- Pour HA16 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$$

- Pour HA 20 :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,55 \text{ cm}$$

✓ **Vérification au cisaillement : (RPA/ Art 7.4.3.2) [01]**

On doit vérifier que : $\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :

$$\rho_d = 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

Tableau V.1.7. Vérifications au cisaillement

Poteaux	V_u	b	H	λ_g	ρ_d	τ_b	τ_{bu}	Vérification $\tau_b \leq \tau_{bu}$
sous-sol + RDC	63,69	50	50	5,712	0.075	0,0268	1,875	cv
1er et 2ème étage	158,09	45	45	4.76	0.04	0,0826	1	cv
3er et 4ème étage	132,34	40	40	5.355	0.075	0,0882	1,875	cv
5ème, 6ème et 7ème étage	88,11	35	35	6.12	0.075	0,0774	1,875	cv
8ème étage	48,55	30	30	7,14	0.075	0,0588	1,875	cv

f) Vérification à L'ELS**✓ Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

✓ Condition de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

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

Avec :

$A_{\min}$: section minimale d'aciers tendus

f_{t28} : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

f_e : contrainte limite élastique des aciers

e_s : excentricité de l'effort normal à l'ELS

d : hauteur utile

A_s : la section d'armature longitudinale adoptée.

Tableau V.1.8. Vérification de la condition de non fragilité

Section	Effort normal N_s « KN »	Moment M_s « KN.m »	e_s « m »	A_{min}	$A_{adopté}$ «cm ² »	Obs
Zone I (50x50)	$N_{max}=1830,15$	$M_{corr} = -44,301$	0,0242	7,0209	37,7	CV
	$N_{min}=-715,5$	$M_{corr} = 8,233$	0,0115	7,0149	37,7	CV
	$N_{corr}=1787,53$	$M_{max} = -139,007$	0,0778	7,0466	37,7	CV
Zone II (45x45)	$N_{max}=1611,36$	$M_{corr}=- 67,9$	0,0421	5,6624	28,64	CV
	$N_{min}= -593,34$	$M_{corr}=10,745$	0,0181	5,6521	28,64	CV
	$N_{corr}= 1232,57$	$M_{max} = -238,359$	0,0193	5,6527	28,64	CV
Zone III (40x40)	$N_{max}=1104,55$	$M_{corr} = -61,283$	0,0555	4,3501	24,13	CV
	$N_{min}=- 206,41$	$M_{corr} = 51,99$	0,2519	4,4250	24,13	CV
	$N_{corr}=765,21$	$M_{max} = -120,02$	0,1568	4,3882	24,13	CV
Zone IV (35x35)	$N_{max}=688,28$	$M_{corr} = -47,142$	0,0684	3,3054	12,32	CV
	$N_{min}=- 105,48$	$M_{corr} = 40,622$	0,3851	3,4146	12,32	CV
	$N_{corr}=440,07$	$M_{max} = -73,55$	0,1671	3,3382	12,32	CV
Zone V (30x30)	$N_{max}=215,77$	$M_{corr} = -34,656$	0,1606	2,4819	9,05	CV
	$N_{min}=- 61,75$	$M_{corr} = 23,23$	0,3762	2,5502	9,05	CV
	$N_{corr}=-203,43$	$M_{max} = -43,143$	0,2120	2,4977	9,05	CV

✓ **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99)[03]**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC] :

Tableau V.1.9. Vérification des contraintes

Section	Effort normal N _s « KN »	Moment M _s « KN.m »	Obs	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Zone I (50x50)	N _{max} =1830,15	M _{corr} = -44,301	SEC	4,91	8,25	15	CV
	N _{min} =-715,5	M _{corr} = 8,233	SET	0	0		CV
	N _{corr} =1787,53	M _{max} = -139,007	SEC	1,19	11,7		CV
Zone II (45x45)	N _{max} =1611,36	M _{corr} =- 67,9	SEC	3,62	10,5	15	CV
	N _{min} = -593,34	M _{corr} =10,745	SET	0	0		CV
	N _{corr} = 1232,57	M _{max} = -238,359	SPC	2,87	0,42		CV
Zone III (40x40)	N _{max} =1104,55	M _{corr} = -61,283	SEC	1,64	10,8	15	CV
	N _{min} =- 206,41	M _{corr} = 51,99	SPC	3,59	0		CV
	N _{corr} =765,21	M _{max} = --120,02	SPC	0	14,9		CV
Zone IV (35x35)	N _{max} =688,28	M _{corr} = -47,142	SEC	0	10,3	15	CV
	N _{min} =- 105,48	M _{corr} = 40,622	SPC	5,82	0		CV
Zone V (30x30)	N _{max} =215,77	M _{corr} = -34,656	SEC	0	10,5	15	CV
	N _{min} =- 61,75	M _{corr} = 23,23	SPC	6,17	0		CV

Conclusion

Après tous les calculs faits et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Tableau V.1.10. Vérification des contraintes

Niveaux	Section	Ferraillage
Sous-sol + RDC	(50x50)	12HA20
1er et 2ème étage	(45x45)	4HA20+8HA16
3er et 4ème étage	(40x40)	12HA16
5ème,6ème et 7ème étage	(35x35)	8HA14
8ème étage	(30x30)	8HA12

V.2. Ferraillage des poutres :

Introduction

Les poutres sont calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les combinaisons de calcul :

$1.35G + 1.5Q$: à l'ELU.

$G + Q$: à l'ELS.

$G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.

$0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

V.2.1. Recommandations du RPA :

V.2.1.1. Armatures longitudinales : (R.P.A Ar / 7.5.2.1) [01]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5\% \, b \, h$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 4\% \, b \, h \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% \, b \, h \text{ en zone de recouvrement.}$$

Tableau V.2.1. La section minimale et maximale d'armature

	0.5% b h	4% b h	6% b h)
Poutres principales et secondaire	4,375	35	52,5

- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Etapas de calcul de ferraillage :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant entravées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

1^{er} cas : Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$)

$$\text{Section d'acier tendue : } A_{ST} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

2^{ème} cas : Si $\mu > \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée.

On calcul $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc}$

Avec

$$\Delta M = M_u - M_r$$

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

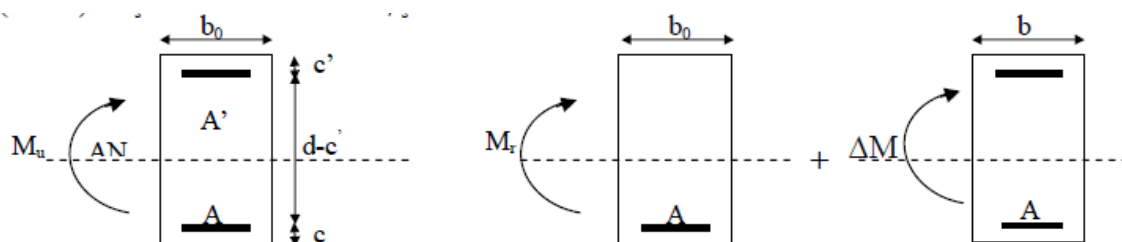


Figure V.2.1 : Section rectangulaire doublement armée.

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailler avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées, puis on adopte leur section de ferraillage.

Dans ce qui suit un exemple d'un calcul manuel

a) Poutre principal :

- Ferraillages des poutres principales loin des voiles :

M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)
69.043	0, 178	SSA	0.901	5,58

• En travée acs :

Tableau V.2.2 : Ferraillage des poutres principal en travée.

M_{elu} (KN.m)	$A_{s\ elu}$ [cm ²]	Ferraillage	A adopter (cm ²)	Ferraillage total	A_{min} (cm ²)	$A_{s\ total}$ [cm ²]
69,043	5,58	3HA14 (fil)+2HA 12(chap)	6,88	6HA14(fil)+2HA12(chap)	4,375	11.50

• En appuis supérieure :

M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)
-103,095	0.266	SSA	0.842	8,64

Tableau V.2.3 : Ferraillage des poutres principal en appuis supérieure.

M_{elu} (KN.m)	$A_{s\ elu}$ [cm ²]	Ferraillage	A adopter (cm ²)	Ferraillage total	A_{min} (cm ²)	$A_{s\ total}$ [cm ²]
-103,095	8,64	3HA14(fil) +3HA14(c hap)	9,24	6HA14 (fil)+3HA14(chap)	4,375	13.85

En appuis inférieure :

Tableau V.2.4 : Ferraillage des poutres principal en appuis inférieure.

M_{elu} (KN.m)	$A_{s\ elu}$ [cm ²]	Ferraillage	A adopter (cm ²)	Ferraillage total	A_{min} (cm ²)	$A_{s\ total}$ [cm ²]
43,499	4.49	3HA14 (fil)	4.62	6HA14(fil)+3HA14(chap)	4,375	13.85

Lit inférieur : **3HA14** filantes.

Lit supérieur : **6HA14**filantes + **3HA14**en chapeaux.

Après avoir extrait les moments en utilisant **ETABS**, on va ferrailler à l'aide du logiciel **SECOTEC**.

- Ferraillages des poutres principales proches des voiles :

En travée acs:

Tableau V.2.5: Ferraillage des poutres principal en travée.

M_{sa} (KN.m)	$A_{s\ sa}$ [cm ²]	Ferraillage	A adopter (cm ²)	Ferraillage total	A_{min} (cm ²)	$A_{s\ total}$ [cm ²]
27.88	2.16	3HA14	4.62	6HA14 (fil)	4,375	11.59

En appuis supérieure acs :

Tableau V.2.6 : Ferraillage des poutres principal en appuis supérieure.

M_{sa} (KN.m)	$A_{s\ sa}$ [cm ²]	Ferraillage	A adopter (cm ²)	Ferraillage total	A_{min} (cm ²)	$A_{s\ total}$ [cm ²]
-128.559	10,62	3HA14(fil) + 3HA16(chap)	10,64	3HA14(fil)+ 3HA14(chap)+ 3HA16(chap)	4,375	15.27

En appuis inférieure :

Tableau V.2.7 : Ferraillage des poutres principal en appuis inférieure.

M_{sa} (KN.m)	$A_{s\ sa}$ [cm ²]	Ferraillage	A adopter (cm ²)	Ferraillage total	A_{min} (cm ²)	$A_{s\ total}$ [cm ²]
80,219	6,40	3HA14(fil) + 2HA12(chap)	6,88	6HA14(fil) + 3HA16(chap) + 2HA12(chap)	4,375	16,93

Lit inférieur : **3HA14** filantes+ **2HA12** en chapeaux.

Lit supérieur : **3HA14**filantes + **3HA16** en chapeaux.

b) Poutre secondaire :

✓ Ferraillages des poutres secondaires loin des voiles :

En travée :

Tableau V.2.8 : Ferraillage des poutres secondaire en travée.

M_{sa} (KN.m)	$A_{s\ sa}$ [cm ²]	Ferraillage	A adopter (cm ²)	Ferraillage total	A_{min} (cm ²)	$A_{s\ total}$ [cm ²]
2.33	0.19	3HA14	4.62	6HA14(fil)	4,375	9,24

En appuis : En appuis supérieure :

Tableau V.2.9 : Ferraillage des poutres secondaire en appuis supérieure.

M_{sa} (KN.m)	$A_{s\ sa}$ [cm ²]	Ferraillage	A adopter (cm ²)	Ferraillage total	A_{min} (cm ²)	$A_{s\ total}$ [cm ²]
68.214	5,45	3HA14(fil) + 2HA12(chap)	6.88	6HA14(fil) + 2HA12(chap)	4,375	11.50

En appuis inférieure :

Tableau VI.2.10 : Ferraillage des poutres principal en appuis inférieure.

M_{sa} (KN.m)	$A_{s\ sa}$ [cm ²]	Ferraillage	A adopter (cm ²)	Ferraillage total	A_{min} (cm ²)	$A_{s\ total}$ [cm ²]
60.699	5.13	3HA14(fil) + 2HA12(chap)	6.88	6HA14(fil) + 2HA12(chap)	4,375	11.50

Lit inférieur : 3HA14filantes + 2HA12 en chapeaux.

Lit supérieur : 3HA14filantes + 2HA12en chapeaux.

✓ Ferraillages des poutres secondaires sous voiles :

En travée :

Tableau V.2.11 : Ferraillage des poutres secondaire en travée

M_{sa} (KN.m)	A_{sa} [cm ²]	Ferraillage	A adopter (cm ²)	Ferraillage total	A_{min} (cm ²)	$A_{s\ total}$ [cm ²]
2.70	0.21	3HA14	4.62	6HA14 (fil)	4,375	9,24

En appuis : En appuis supérieure :

Tableau V.2.12 : Ferraillage des poutres secondaire en appuis supérieure.

M_{sa} (KN.m)	$A_{s\ sa}$ [cm ²]	Ferraillage	A adopter (cm ²)	Ferraillage total	A_{min} (cm ²)	$A_{s\ total}$ [cm ²]
120.550	10,09	3HA14 (fil) + 3HA16 (chap)	10,65	6HA14 (fil) + 3HA16 (chap)	4,375	16,93

En appuis inférieure :

Tableau V.2.13 : Ferraillage des poutres secondaire en appuis inférieure

M_{sa} (KN.m)	$A_{s\ sa}$ [cm ²]	Ferraillage	A adopter (cm ²)	Ferraillage total	A_{min} (cm ²)	$A_{s\ total}$ [cm ²]
103.911	9.19	3HA14 (fil) + 3HA16 (chap)	10,65	6HA14 (fil) + 3HA16 (chap)	4,375	16,93

Lit inférieur : 3HA14 filantes+ 3HA16 en chapeaux.

Lit supérieur : 6HA14filantes + 3HA16 en chapeaux.

c) Vérifications à L'ELU :

✓ Condition de non fragilité(A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) [03]

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales et secondaire :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.10 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)[03] :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

Avec :

$T_{\max}$: effort tranchant.

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right\} \text{ fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}\right\} = \bar{\tau}_u = \min\{3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

- Poutre principales : $\frac{129.39 \times 10}{25 \times 33} = 1.57 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
- Poutre secondaire : $\frac{74.28 \times 10}{25 \times 33} = 0.90 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

✓ Influence de l'effort tranchant :

- Sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91)[03]

Il faut vérifier cette condition : $\frac{2 \times V_u}{b \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$$

- Poutre principales et secondaire :

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 33 \times 25 \times 10^{-1} = 495 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Sur l'acier :
 - Appuis intermédiaire : (Art A.5. 1, 321/BAEL91) [03]

D'après (l'Art A.5. 1, 321) du BAEL91, si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0,9.V_u.d$, alors on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y

ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égale a : $V_u^{\max} + \frac{M_u^{\max}}{0,9.d}$

$$D'où \quad A_s > (T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{Y_s}{f_e}$$

- Poutre principales : $\left(129.39 - \frac{128,559}{0.9 \times 0.33}\right) = -303,46 < 0$ Condition vérifiée
- Poutre secondaires : $\left(74.28 - \frac{120,55}{0.9 \times 0.33}\right) = -327,61 < 0$ Condition vérifiée

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- ✓ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99)[03] :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA)

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n\pi\phi \quad n : \text{nombre de barres.}$$

- Poutre principales : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.6 + 3 \times 3.14 \times 2 = 33.91$

$$\tau_u = \frac{129.39}{0.9 \times 33 \times 33.91} \times 10 = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Poutre secondaire : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.6 + 3 \times 3.14 \times 2 = 33.91$

$$\tau_u = \frac{74.28}{0.9 \times 33 \times 33.91} \times 10 = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.22/BAEL91 modifiées99)[03] :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

- Pour $\phi 20$: $L_s = 70.42 \text{ cm}$ soit : $L_s = 75 \text{ cm}$
- Pour $\phi 16$: $L_s = 56.4 \text{ cm}$ soit : $L_s = 60 \text{ cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 49.34 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 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 $0.4L_s$.

- Pour $\phi 20$: $L_s = 30 \text{ cm}$
- Pour $\phi 16$: $L_s = 24 \text{ cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 20 \text{ cm}$

✓ Calcul des armatures transversales (BAEL 91.art .A.7.2.2)

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{25}{10}; 1.4\right) = (1; 2.5; 1.4) = 1 \text{ cm}$$

$$(1; 2.5; 1.4) = 1 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un cadre et un étrier de $\phi 8$

✓ La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 :

$$S_t = (0.9 d ; 40 \text{ cm})$$

Poutre principales et secondaire :

$$S_t = (0.9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = (29.7 ; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)[01]

$$\text{- Zone nodal : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm}\right)$$

Poutre principal et secondaire :

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30 \text{ cm}\right) = \min(8.75 ; 14.4 ; 30) = 8.75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

$$\text{- Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

Poutre principal et secondaire :

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

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

✓ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- Poutre principal et secondaire

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{adop} \geq A_t^{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée $L' = 2 \times h$

$$\text{Poutre principal et secondaire : } L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

✓ **Pourcentage minimum des armatures transversales :**

- **BAEL91 (Art 5.1, 22) [03] :**

Il faut vérifiée cette condition :

Poutres principales et secondaires :

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 25 \times 15}{400} = 0,375 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopter}} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales :**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- a $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- a $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée

d) Vérifications à L'ELS :**✓ Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de compression du Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \text{ et } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Dans ce qui suit un exemple d'un calcul manuel

- Poutre principal :**• En Travée :****Tableau V2.14: Vérification des contraintes en travées à l'ELS pour les PP**

M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
25.93	9.24	1.12	0.854	19.25	99.57	5.17	15	CV

Après avoir extrait les moments en utilisant **ETABS**, on vérifie les contraintes à l'aide du logiciel **SECOTEC**

En appuis :**Tableau V.2.15 : Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PP**

M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
51.038	15.27	186.5	5.72	15	CV

- Poutre secondaire :
- En Travée :

Tableau V.2.16. Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PS.

M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
1.79	9.24	2.28	0.2	15	CV

- En appuis :

Tableau V.2.17. Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PS.

M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
13.97	15.27	17.8	1.57	15	CV

✓ **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.

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm}$$

f : La valeur de la flèche trouvée par ETABS

- Poutre principal :

$$f = 0.095 \text{ cm} < \bar{f} = 0.95 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Poutre principal :

$$f = 0.069 \text{ cm} < \bar{f} = 0.95 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3. Ferraillage des voiles :

Introduction

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

Armatures verticales ; Armatures horizontales et les Armatures transversales.

✓ Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le RPA version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

Selon le (BAEL 91modifiée 99) :

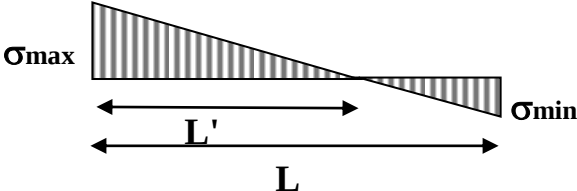
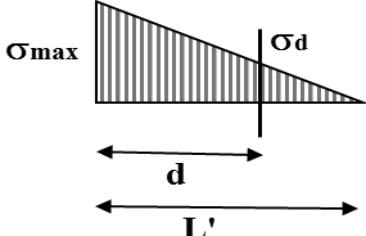
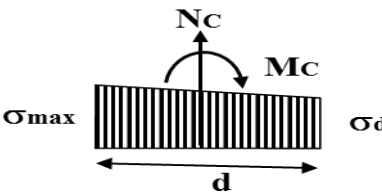
$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en 5 zones :

- **Zone I** : S_SOL, RDC.
- **Zone II** : 1^{ER}, 2^{eme}
- **Zone III** : 3^{eme} et 4^{eme}
- **Zone IV** : 5^{eme} et 6^{eme}, 7^{eme} étage.
- **Zone V** : 8^{eme}, étage ET

V.3.1. Exposé de la méthode de calcul :

V.3.1.1. Armature verticale :

Type de sollicitation	En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : Section partiellement comprimé SPC. 
longueur de calcul « d »	$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$
Largeur L'	$L' = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$
Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]	
Calcul des efforts internes correspondants	$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$ 
Calcul du ferraillage	$\gamma_s = 1 \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$ $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s : \text{Contrainte de calcul des acier}$ $\sigma_s = 400,0 \text{ [Mpa]}$ $A_s = \frac{N}{\sigma_s} \quad A_s : \text{Section des armatures}$
Armatures minimales	$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL Art A4.2.1})$ $A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA Art 7.7.4.1})$

V.3.1.2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales

<u>BEAL 91</u> : $A_h = \frac{A_v}{4}$

<u>RPA 2003</u> : $A_h \geq 0.15\% B$
--

Avec :

B : section du voile. , **B** = L × e.

h_e: hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

L_t = L - L_c avec L_t : longueur de la zone tendue.

V.3.1.3. Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

V.3.1.4. Armature de couture :

Les voiles ont été coulés sans reprise de bétonnage, les armatures de couture ne sont pas nécessaires.

V.3.1.5. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.3.1.6. Disposition constructives :**a) Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

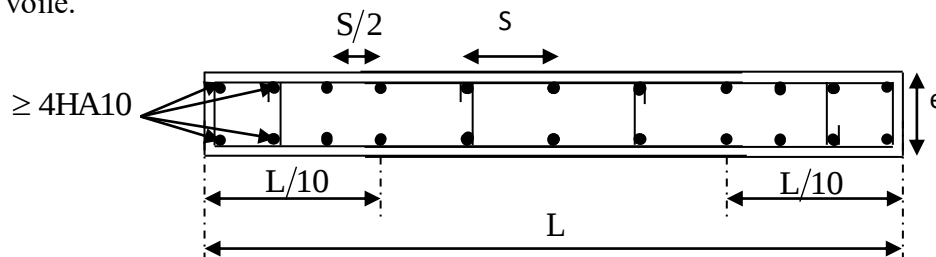
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b) Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

**d) Vérifications à l'ELU :**

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le RPA99 /2003 :

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } V = 1.4 T$$

Avec : $V = 1.4 T$

D'après le BAEL91 :

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

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$

e) Vérification à l'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

V.3.2. Exemple de calcul

Soit à calculer le ferraillage du voile TRV de la zone I :

$L = 2 \text{ m}$, $e = 0,20 \text{ m}$

$$\sigma_{\max} = 7647,96 \quad \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -10259,4 \quad \text{KN} / \text{m}^2$$

Donc La section est partiellement comprimée.

V.3.2.1. Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile
V sont comme suites :

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = \frac{7647,96}{7647,96 + 10259,4} \times 2$$

$$L_t = 0,85\text{m}$$

Donc : $L_t = 0,85\text{m} \Rightarrow L_c = L - L_t = 1,15\text{ m}$

V.3.2.2. Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$e = 0.2\text{m}$$

$$L_t = 0,85\text{m}$$

Soit un tronçon : $d = \frac{L_t}{2} = \frac{0,85}{2} = 0,42\text{m}$

**V.3.2.3 Calcul de la contrainte :**

$$\sigma_{\min} = 10259,4\text{KN/m}^2 \quad \text{prendre sigma max (partie tendue (+))}$$

$$d = 0,42\text{m} \quad \text{et} \quad e = 0,2\text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(0,84 - 0,42)10259,4}{0,84} = 5129,7\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 5129,7\text{KN/m}^2$$

V.3.2.4 Détermination des efforts normaux :

$$\text{L'effort normal est égale à : } N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_1 = \frac{7647,960 + 5129,7}{2} \times 0,42 \times 0.20$$

$$N_1 = 538,66\text{KN}$$

V.3.2.5 Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30\text{ cm}\} = 30\text{ cm}$$

$$S_t = 10\text{cm}$$

Condition vérifiée

$$S_t = 10\text{cm}$$

Condition vérifiée

V.3.2.6 Calcul des armatures :**a) Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{538,66}{40} = 13,41 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_1 = 13,41 \text{ cm}^2$

b) Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.2\% \times B \right\}$$

Max (4,41cm² ; 8cm²)

$A_{\min} = 8 \text{ cm}^2$

c) Les armatures calculées :

$A_1 = 16,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8 \text{ cm}^2$

On ferraille avec **$A_1 = 16,16 \text{ cm}^2$**

d) Armatures horizontales:

$$A_H = \max (A_v/4 ; 0,15\% B)$$

$$A_H = \max(4,04; 6)$$

$$A_H = 6 \text{ cm}$$

On adopte : $A_H = 10\text{HA}10 = 7,85 \text{ cm}^2$

e) Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

Soit **$4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$**

V.3.2.7. Vérification à l'ELS :**✓ Vérification des contraintes de cisaillement :****- (BAEL91 modifiée 99)**

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

$$V_u = \tau_{12} \times d \times e$$

$$V_u = 81,25 \times 0,42 \times 0,2$$

$$V_u = 6,99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{6,99 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2000} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

- RPA 2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \tau_{12} \times d \times e$$

$$V_u = 1972,21 \times 0,42 \times 0,2$$

$$V_u = 165,66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 165,66 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2000} = 0,64 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

✓ Vérification de la contrainte du béton :

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

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 A_v}$$

$$\sigma_b = \frac{4694,40 \times 10^3}{200 \times 2000 + 15 \times 20,11 \times 10^2} = 10,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 10,91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

V.3.3. Calcul de ferrailage :

Tableau V.3.1 : Ferrailage de voiles VL1 dans le sens longitudinale

Voile longitudinale VL1		Zone	I	II	III	IV	IIV
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
	L (m)		2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
	he		4,080	3,060	3,060	3,060	3,060
	H		3,73	2,71	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		6,940	2,675	0,034	1,616	10,143
	N _{ser} (kN)		4694,40	2561,35	2437,24	2277,06	998,96
	V _u (kN)		235,844	154,684	114,371	82,387	29,208
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		7647,960	5587,520	4487,970	4009,200	3558,590
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		10259,400	6674,830	5466,450	5510,440	4281,240
	σ_s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lt		0,85	0,91	0,90	0,84	0,91
	Lc		1,15	1,09	1,10	1,16	1,09
	D		0,43	0,46	0,45	0,42	0,45
	σ_1		5129,700	3337,415	2733,225	2755,220	2140,620
	N ₁		538,66	406,68	325,57	284,88	258,69
	A _{v1} /bande (cm²)		16,43	11,41	9,24	8,70	7,29
	A'v1 nappe		8,22	5,70	4,62	4,35	3,64
Armatures minimales			8,00	8,00	8,00	8,00	8,00
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm²)		20,11	20,11	20,11	20,11	20,11
	Choix de A (cm²)		2*5HA16	2*5HA16	2*5HA16	2*5HA16	2*5HA16
	St max		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe(cm²)		6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
	AH adopté(cm²)		11,31	11,31	11,31	11,31	11,31
	choix de la section		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	Espacement (cm)		10	10	10	10	10
Armatures transversales			4 épingles HA8 /m²		4épingles HA8 /m²	4épingls HA8/m²	4épingls HA8/m²
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		0,655	0,430	0,318	0,229	0,081
	$\tau_u=3,26\text{ MPA}$		0,019	0,007	0,001	0,004	0,028
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		11,258	6,143	5,845	5,461	2,396

Tableau V.3.2 : Ferrailage de voile VL2 dans le sens longitudinale

Voile longitudinale VL2		Zone	I	II	III	IV	IIV
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
	L (m)		1,65	1,65	1,65	1,65	1,65
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
	he		4,080	3,060	3,060	3,060	3,060
	H		3,73	2,71	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		8,472	9,023	7,640	10,933	17,283
	N _{ser} (kN)		2019,86	1651,28,	1314,27	950,76	303,39
	Vu (kN)		92,448	78,177	41,517	43,533	41,942
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		6093,080	3700,810	1615,060	1630,340	1071,830
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		8536,270	6576,500	3870,610	2871,660	1690,280
	σ_s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lt		0,69	0,59	0,49	0,60	0,64
	Lc		0,96	1,06	1,16	1,05	1,01
	D		0,34	0,30	0,24	0,30	0,32
	σ_1		4268,135	3288,250	1935,305	1435,830	845,140
	N ₁		356,02	207,63	86,24	91,61	61,37
	A _{v1} /bande (cm²)		8,90	5,19	2,16	2,29	1,53
	A'v1 nappe		4,45	2,60	1,08	1,15	0,77
Armatures minimales			6,60	6,60	6,60	6,60	6,60
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm²)		11,31	11,31	11,31	11,31	11,31
	Choix de A (cm²)		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	St max		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		4,95	4,95	4,95	4,95	4,95
	AH adopté (cm²)		11,31	11,31	11,31	11,31	11,31
	Choix de la section		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	Espacement (cm)		10	10	10	10	10
Armatures transversales			4 épingles HA8 /m²		4épingles HA8 /m²	4épingsls HA8/m²	4épingsls HA8/m²
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		0,436	0,043	0,036	0,052	0,081
	$\tau_u = 3,26\text{MPa}$		0,311	0,263	0,140	0,147	0,141

Tableau V.3.3 : Ferrailage de voile VT1 dans le sens transversale

Voile transversale VT1		Zone	I	II	III	IV	IIV
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
	L (m)		2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
	he		4,080	3,060	3,060	3,060	3,060
	H		3,73	2,71	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		9,636	10,275	11,099	20,873	23,193
	N _{ser} (kN)		5298,91	5698,83	4596,58	3355,53	940,51
	Vu (kN)		190,004	203,751	150,606	164,716	74,557
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		5576,210	2932,130	2671,590	6679,070	5030,700
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		8691,800	5735,840	4899,280	5030,700	6679,070
	σ_s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lt		0,78	0,68	0,71	1,14	0,86
	Lc		1,22	1,32	1,29	0,86	1,14
	D		0,39	0,34	0,35	0,57	0,43
	σ_1		4345,900	2867,920	2449,640	2515,350	3339,535
	N ₁		387,77	196,20	180,72	524,44	359,60
	A _{v1} /bande (cm²)		9,69	4,90	4,52	13,11	8,99
	A'v1 nappe		4,85	2,45	2,26	6,56	4,49
Armatures minimales			8,00	8,00	8,00	8,00	8,00
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm²)		15,39	15,39	15,39	15,39	15,39
	Choix de A (cm²)		2*5HA14	2*5HA14	2*5HA14	2*5HA14	2*5HA14
	St max		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
	AH adopté (cm²)		11,31	11,31	11,31	11,31	11,31
	choix de la section		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	Espacement (cm)		10	10	10	10	10
Armatures transversales			4 épingles HA8 /m²		4épingles HA8 /m²	4épings HA8/m²	4épings HA8/m²
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		0,528	0,566	0,418	0,458	0,207
	$\tau_u = 3,26\text{MPa}$		0,027	0,029	0,031	0,058	0,064
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		12,708	13,667	11,024	8,048	2,256

Tableau V.3.4 : Ferrailage de voile VT2 dans le sens transversale

Voile transversale VT2		Zone	I	II	III	IV	IIV
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
	L (m)		1,70	1,70	1,70	1,70	1,70
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,34	0,34	0,34	0,34	0,34
	he		4,080	3,060	3,060	3,060	3,060
	H		3,73	2,71	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		4,082	0,950	0,529	7,802	5,850
	N _{ser} (kN)		905,20	874,52	728,25	817,27	160,51
	Vu (kN)		112,059	53,364	35,297	87,726	61,319
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		2817,510	1059,230	498,080	1546,090	1356,790
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		6704,230	5673,580	4303,150	3526,170	2463,090
	σ_s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lt		0,50	0,27	0,18	0,52	0,60
	Lc		1,20	1,43	1,52	1,18	1,10
	D		0,25	0,13	0,09	0,26	0,30
	σ_1		3352,115	2836,790	2151,575	1763,085	1231,545
	N ₁		155,18	52,10	23,36	85,74	78,15
	A _{v1} /bande (cm²)		3,88	1,30	0,58	2,14	1,95
	A'v1 nappe		1,94	0,65	0,29	1,07	0,98
Armatures minimales			6,60	6,80	6,80	6,80	6,80
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm²)		11,31	11,31	11,31	11,31	11,31
	Choix de A (cm²)		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	St max		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		5,10	5,10	5,10	5,10	5,10
	AH adopté (cm²)		11,31	11,31	11,31	11,31	11,31
	Choix de la section		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	Espacement (cm)		10	10	10	10	10
Armatures transversales			4 épingles HA8 /m²		4épingles HA8 /m²	4épings HA8/m²	4épings HA8/m²
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		0,366	0,174	0,115	0,287	0,200
	$\tau_u = 3,26\text{MPa}$		0,013	0,003	0,002	0,025	0,019
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		2,536	2,450	2,040	2,289	0,450

Tableau V.3.5 : Ferraillage de voile périphérique

Voile périphérique		Zone	I	
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0,35	
	L (m)		4,00	
	e (m)		0,20	
	B (m²)		0,8	
	He		4,080	
	H		3,73	
Solicitation de calcul	T(kN)		15,960	
	N _{ser} (kN)		978,85	
	V _u (kN)		107,916	
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		392,670	
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		2363,480	
	σ_s (kN/m²)		400,00	
Armatures verticales	L _t		0,57	
	L _c		3,43	
	D		0,28	
	σ_1		1181,740	
	N ₁		44,86	
	A _{v1} /bande (cm²)		1,12	
	A'v1 nappe		0,56	
Armatures minimales			6,60	
Ferraillage adopté	A'v1 adopté (cm²)		20,11	
	Choix de A (cm²)		2*5HA16	
	St max		30	
	Espacement (cm)		10	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		12,00	
	AH adopté (cm²)		15,39	
	Choix de la section		2*5HA14	
	Espacement (cm)		10	
Armatures transversales			4épingles	
			HA8 /m²	
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		0,150	
	$\tau_u = 3,26\text{MPa}$		0,022	
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		1,189	

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au-dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges au sol provenant de la superstructure ; elles forment une assise rigide ; Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Répondre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a) Fondations superficielles :

Elles sont Utilisées pour des sols de grande capacité portante ; Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VI.2. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 1.76 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.3 Choix et type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du sol de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VI.4. Dimensionnement

IV.4.1. Semelle isolée sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s max qui est obtenue à la base de tous les poteaux du S-SOL.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{50} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

• Exemple

$$N_{ser} = 1271,56 \text{ KN}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1271,56}{176}} \implies B \geq 2,687 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 176 \text{ KN/m}^2 \quad B = 2,687 \text{ m}$$

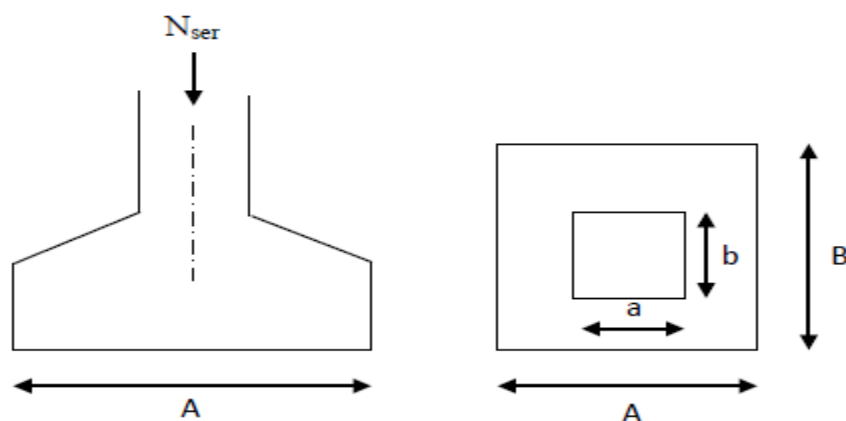


Figure VI.4.1 : Schéma de la semelle isolée.

Remarque :

On remarque que l'utilisation de la semelle isolée est impossible à cause de chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

IV.4.2. Semelles filantes

a) 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.

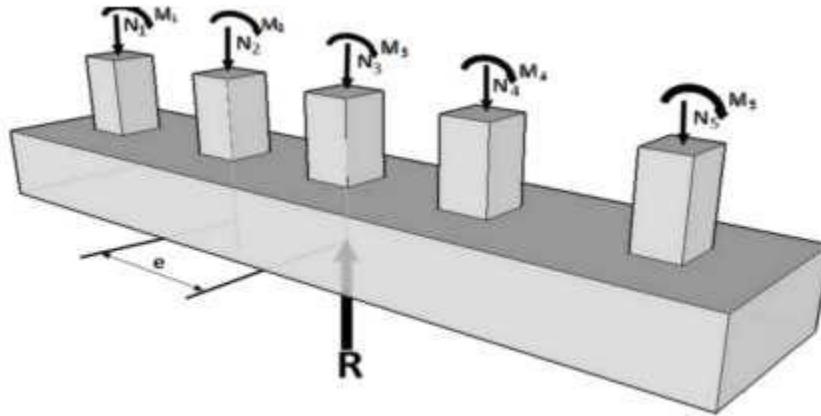


Figure VI.4.2 : Schéma de la Semelles filantes sous poteaux

✓ Etapes de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

e_i : Excentricité par rapport au centre de gravité.

- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{l}{6} \quad \Rightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$e > \frac{l}{6} \quad \Rightarrow \quad \text{Répartition triangulaire}$$

$$\begin{cases} q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \\ q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \\ q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) \end{cases}$$

- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{l}{4})}{\sigma_{\text{sol}}}$

- Détermination de la résultante des charges :

On fera le calcul sur le portique le plus sollicité ; les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

C	Ni	Mi	Ei	Ni ei
C14	1054,01	1,601	-14,5	-15283,15
C20	1304,14	-0,428	-9,5	-12389,33
C26	998,32	-1,436	-4,5	-4492,44
C32	941,35	6,385	0	0
C38	536,35	-8,145	4,5	2413,575
C2	437,19	-2,82	9,5	4153,305
C8	1144,66	2,476	14,5	16597,57
Total	6416,02	-2,367	0	-9000,47

Tableau VI.4.1 : Résultante des charges sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-9000,47 + (-2,367)}{6416,02} = 1,403$$

$$e = 1,403 < \frac{l}{6} = \frac{29,50}{6} = 4,916 \quad \Rightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

Calcul des contraintes : L=29.50 m

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\min} = \frac{9000,47}{29,50} \left(1 - \frac{6(1,403)}{29,50}\right) \\ q_{\max} = \frac{9000,47}{29,50} \left(1 + \frac{6(1,403)}{29,50}\right) \\ q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{9000,47}{29,50} \left(1 + \frac{3(1,403)}{29,50}\right) \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} q_{\min} = 218.03 \text{ KN/ml} \\ q_{\max} = 392.16 \text{ KN/ml} \\ q\left(\frac{l}{4}\right) = 348.63 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

- La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{l}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{348.63}{176} \quad \Rightarrow \quad B \geq 1.98$$

- Surface totale de la semelle filante sous poteau :

$$S_{\text{tpot}} = B \times L \times n$$

Avec :

n : nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{\text{tpot}} = 350,61 \text{ m}^2$$

IV.4.3. Semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 1,76 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
4*VT3	684,17	1	3,89	3,89
				15,55

Tableau VI.4.2 : Surface de semelles filantes sous voiles

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = \sum S_i = 15,55 \text{ m}^2$

- La surface totale des semelles filantes sous voiles et sous poteau est :

$$Stot = St \text{ pot} + StV = 350.61 + 15,55 = 368.16 \text{ m}^2$$

- La surface totale de la structure :

$$Stot \text{ structure} = 675,55 \text{ m}^2$$

- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{St \text{ semelle}}{S_t \text{ structure}} = \frac{368.16}{675,55} = 54.20 \%$$

Conclusion

La surface totale des semelles représente 54.20% de la surface totale du bâtiment

($S_s > 50\% S_T$) , ce qui nous ramène à opter pour un radier général.

VI.5. Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en sous plan horizontale
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution
- Semble mieux convenir aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

IV.5.1. Prédimensionnement 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

- Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$: Portée maximale

$L_{\max} = 5 \text{ m}$ $62,50\text{cm} \leq h \leq 100\text{cm}$; On prend : **$h = 100 \text{ cm}$**

- Sous poteaux

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25\text{cm}$$

✓ Condition minimale d'épaisseur :

Avec une hauteur minimale de 25cm ; On prend $h_d = 40\text{cm}$

La nervure :

- **La hauteur de la nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{cm}$$

On prend **$h_n = 100\text{cm}$**

- **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

$L_{\max}$: Portée maximale ($L = 5$)

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

I : Inertie de la section du radier ($b = 1 \text{ m}$)

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5}{3,14}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 1,00 \text{ m}$$

$$h_n = 100 \text{ cm}$$

Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \quad \longrightarrow \quad 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend : $b_n = 55 \text{ cm}$

Conclusion

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Dalle :

Épaisseur $h = 40 \text{ cm}$

Nervure :

Hauteur $h = 100 \text{ cm}$

Largueur $b = 55 \text{ cm}$

Epaisseur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis})$$

$$8 \text{ cm} \leq h_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{soit : } h_t = 10 \text{ cm}$$

IV.5.2. Détermination de la surface nécessaire au radier :**a) Détermination des efforts à la base :**

Charge permanente : $G = 55936,96 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 14288,43 \text{ KN}$

1) Combinaisons d'actions :**✓ ELU:**

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5 Q = 96947,541 \text{ KN}$$

✓ ELS:

$$N_{s1} = G + Q = 70225,39 \text{ KN}$$

2) Détermination de la surface nécessaire du radier :**✓ ELU:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{96947,541}{1,33 \times 176} = 414,164 \text{ m}^2$$

✓ ELS:

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{70225,39}{1,33 \times 176} = 300 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 675,55 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1 \text{ "ELU"}; S_2 \text{ "ELS"}) = 414,164 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right)$$

Nous prenons : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

Avec :

L_{deb} : débord

P : périmètre

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = S_{\text{bat}} + L_{\text{deb}} \cdot P = 675,55 + 0,5 \times (22,90 + 29,50) \times 2 = 725,95 \text{ m}^2$$

IV.5.3. Détermination des efforts à la base du radier :

a) Charge permanente :

- **Poids du radier :**

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{dalle flottante}}$$

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b = (727,95 \times 0,4) \times 25 = 7279,5 \text{ KN}$$

$$P_{\text{dalle}} = 7279,5 \text{ KN}$$

- **Poids de la nervure :**

$$P_{\text{ner}} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b = [(0,55 \times (1 - 0,4) \times (22,90 \times 7) + (29,50 \times 6))] \times 25 = 9674,4 \text{ KN}$$

$$P_n = 2564,1 \text{ KN}$$

- **Poids de remblai (T.V.O):**

$$P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}})] \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = 0,55 \times (22,90 \times 7 + 29,50 \times 6) = 225,9$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(727,95 - 225,9) \times (1 - 0,4)] \times 20 = 3667,2 \text{ KN}$$

$$P_{\text{T.V.O}} = 6024,6 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b = 727,95 \times 0,1 \times 25 = 1819,88 \text{ KN}$$

$$P_{\text{df}} = 1819,88 \text{ KN}$$

- **Poids totale du radier :**

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{dalle flottante}}$$

$$G_{\text{rad}} = 7279,5 + 2564,1 + 6024,6 + 1819,88 = 17688,08 \text{ KN}$$

b) charges d'exploitation :

- **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 17688,08 + 55936,96 = 73625,04 \text{KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = (727,95 \times 2,5) + 14288,43 = 16108,305 \text{ KN}$$

- **Combinaison d'action :**

$$N_u = 1,35 \times 73625,04 + 1,5 \times 16108,305 = 120826,45 \text{KN}$$

$$N_s = 73625,04 + 16108,305 = 89733,34 \text{KN}$$

VI.6. Vérifications :

- ✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\text{Il faut que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} \quad \text{ou} \quad \tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd}$$

$$\text{Avec : } b = 100 \text{cm ;}$$

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{120826,45 \times 1}{725,95} \times \frac{5}{2} = 416,09 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{416,09}{1 \times 0,36} \times 10^{-3} = 1,15 \text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 1,15 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la stabilité du radier :**- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{L_X}{2} = \frac{29,50}{2} = 14,75\text{m} ; \quad Y_G = \frac{22,90}{2} = 11,45\text{m}$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 29522,09 \text{ m}^4; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 48991,44 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste, à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0.h$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

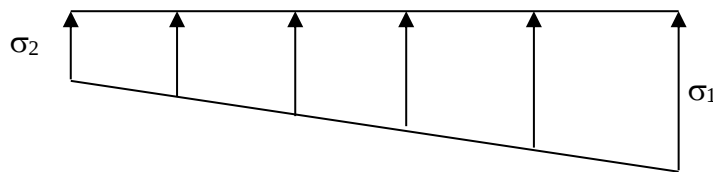


Figure VI.6.1 : Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

APELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

APELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 176\text{KN/m}^2 ; \quad 1,33\sigma_{sol} = 234,08\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.V}{I}$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

I : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Tableau VI.6.1 : Calcul du moment de renversement.

Sollicitations		M ₀ (KN.m)	T ₀ (KN)	Z(m)	M (KN.m)
Sens	xx	94717,235	4569,74	1	99286,89
	yy	94567,384	4863,1	1	99430.48

➤ Sens longitudinal :

- ELU :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{120826.46}{725,95} \pm \frac{99286,89}{29522.09} \times 11.45$$

$$\sigma_1 = 204.94 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 127.93 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 185.68 \text{KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 235,08 \text{KN/m}^2$$

Condition vérifiée

- ELS :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{89733.34}{725,95} \pm \frac{99286,89}{29522.09} \times 11.45$$

$$\sigma_1 = 162.11 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 85.100 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 142.85 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 176 \text{KN/m}^2$$

Condition vérifiée

➤ Sens transversal :

- ELU :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{120826.45}{725,95} \pm \frac{99430.48}{48991.44} \times 14.74$$

$$\sigma_1 = 196.37 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 136.50 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 181.40 \text{KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 234,08 \text{KN/m}^2$$

Condition vérifiée

- ELS :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{89733.34}{725,95} \pm \frac{99430.48}{48991.44} \times 14.74$$

$$\sigma_1 = 153.54 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 93.67 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 138.57 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 176 \text{KN/m}^2$$

Condition vérifiée

✓ **Vérification au poinçonnement : (BAEL91 /Art A.5.2 4)**

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

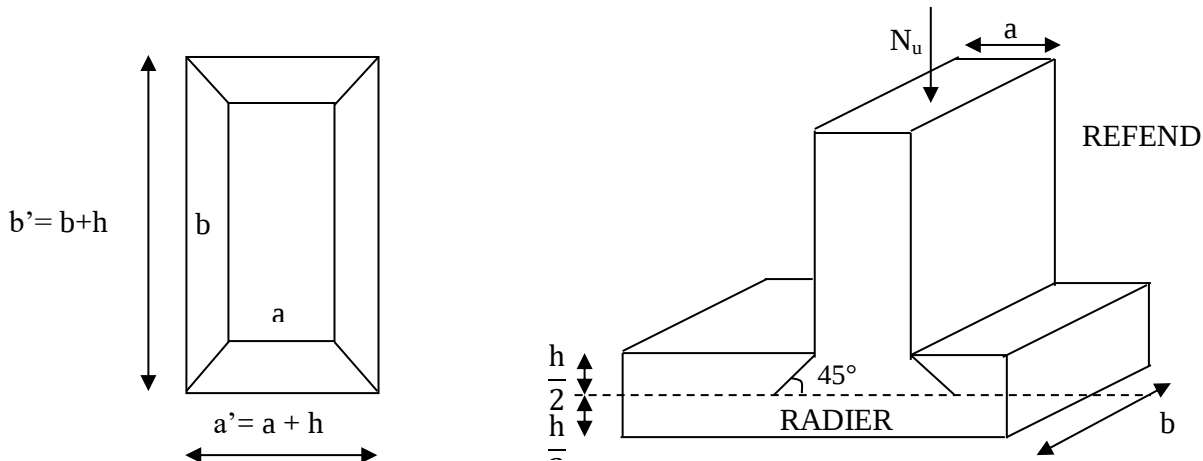


Figure VI.6.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

✓ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2(a + b) = 2(a' + b' + 2h) = 2 \times (0,5 + 0,5 + 2 \times 1) = 6m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4500KN$$

$$N_u = 1767,59KN < \bar{N}_u = 4500 KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 4157,03 KN, e = 20cm, b = 1m$$

$$\mu_c = 2(a + b) = 2(a' + b' + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1) = 6,4m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4800 KN$$

$$N_u = 4157,03KN < \bar{N}_u = 4800 KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.7. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

- Panneaux encastres sur 4 appuis

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\checkmark \quad \text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$$

$$\checkmark \quad \text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

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.

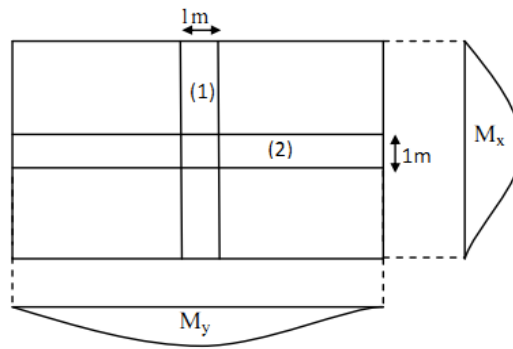
- Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,70}{5,00} = 0,94 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$$

$$0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_m^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Dans ce cas on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91 modifié 99, on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la plus petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD

A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 185.68 - \frac{17688.08}{727.95} = 161.31 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 142.85 - \frac{17688.08}{727.95} = 118.48 \text{ KN/m}^2$$

a) Calcul à l'ELU :

1) Evaluation des moments M_x , M_y :

$$M_x =: M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0419 \times 161.31 \times (4,70)^2 = 149.30 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,864 \times 149.30 = 128.99 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5 M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

- ✓ Moments aux appuis de rive : $\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times 149.30 = 44.79 \text{KNm} \\ M_y^a = 0.3 \times 128.99 = 38.70 \text{KNm} \end{cases}$
- ✓ Moments aux appuis intermédiaires : $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 149.30 = 74.65 \text{KNm} \\ M_y^a = 0.5 \times 128.99 = 64.50 \text{KNm} \end{cases}$
- ✓ Moments en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 149.30 = 111.97 \text{KNm} \\ M_y^t = 0.75 \times 128.99 = 96.75 \text{KNm} \end{cases}$

2) Calcul des armatures :

En travée sens xx :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{111.97 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.060$$

$$\mu_u = 0.060 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0.058 \quad \beta_1 = 0.969$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{111.97 \times 10^3}{0.969 \times 36 \times 348} = 9.22 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA14/ml** = 9,24cm² avec un espacement de **15[cm]**

Les autres résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant

Avec :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=27\text{cm}.$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{MPa}$$

β tiré dans les tableaux en fonction de σ_{st} et μ .

Tableau VI.7.1 : Ferrailage du radier

		Moments (KNm)	Valeur de μ	Type de section	Valeur de β	Section d'armature A (cm ²)	Section choisie Armatures A _a (cm ²)
Sens xx	Sur Appuis intermédiaire	75,365	$0.040 < \mu_i = 0.392$	SSA	0.980	6,13	6HA12=6.79
	Sur Appuis de rive	45,219	$0.024 < \mu_i = 0.392$	SSA	0,988	3,65	6HA12=6.79
	En travée	111,97	$0,060 < \mu_i = 0.392$	SSA	0,969	9.22	6HA14=9.24
Sens yy	Sur Appuis intermédiaire	65,115	$0.035 < \mu_i = 0.392$	SSA	0.982	5,29	6HA12=6.79
	Sur Appuis de rive	39,069	$0.021 < \mu_i = 0.392$	SSA	0,989	3,15	6HA12=6.79
	En travée	97,672	$0.053 < \mu_i = 0.392$	SSA	0.972	8,02	6HA14=9.24

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

b) Vérification à l'E.L.U :**✓ Vérification de la condition de non fragilité : [Article B.7.4 BAEL91révisé 99]**

Armatures parallèles au petit coté :

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{bd} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{mi} \geq \frac{bd\omega_0(3 - \rho)}{2}$$

Avec :

ω_0 : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0.0008 pour HA, FeE400 de diamètre supérieur à 6mm.

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 36 \text{ cm}$; $\rho = 0.94$

$$A_Y^{min} \geq \frac{100 \times 36 \times 0.0008(3 - 0.94)}{2} = 2.97 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles au grand coté :

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{bd} \geq \omega_0 \Rightarrow A_x^{mi} \geq \omega_0 bd = 0.0008 \times 36 \times 100 = 2.88 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.7.2 : Vérification de la section minimale

		A _{adoptée}	A _{min}	Observation
Sens XX	Sur appuis	6.79	2.88	Condition vérifiée
	En travée	9.24	2.88	Condition vérifiée
Sens YY	Sur appuis	6.79	2.97	Condition vérifiée
	En travée	9.24	2.97	Condition vérifiée

✓ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \longrightarrow \text{on prend : } S_t=25\text{cm}$$

- **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \longrightarrow \text{on prend : } S_t=25\text{cm}$$

c) Vérification à L'ELS :✓ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} à l'ELS :

$$\rho_x = 0.94 ; \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.906 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0491 \times 118.48 \times 4.70^2 = 128.50 \text{ KN/m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.906 \times 128.50 = 116.42 \text{ KN/m}$$

1) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\text{Moments aux appuis de rive : } \begin{cases} M_x^a = 0.3 \times 128.50 = 38.55 \text{ KNm} \\ M_y^a = 0.3 \times 116.42 = 34.92 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Moments aux appuis intermédiaires : } \begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 128.50 = 64.25 \text{ KNm} \\ M_y^a = 0.5 \times 116.42 = 58.21 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 128.50 = 96.37 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0.75 \times 116.42 = 87.31 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Aux appuis :

$A_s = 6.79 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 6.76}{100 \times 36} = 0,18 \quad \beta = 0.931 \quad K_1 = 57.46$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{64.25 \times 1000}{0.932 \times 36 \times 6.76} = 282.32 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 4,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

β_1 et K_1 tiré dans un tableau en fonction de ρ_1 .

Tableau VI.7.3 : Vérification des contraintes dans le béton

		M_s (KN/m)	A (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
Sens XX	Appuis intermédiaire	64.25	6.79	0,18	57.46	0.931	282.32	4.91	15	CV
	Appuis de rive	38.55	6.79	0,18	57.46	0.931	169.39	2.94		CV
	En travée	96.37	9.24	0.25	47.50	0.920	314.90	6.62		CV
Sens YY	Appuis intermédiaire	58.21	6.79	0,18	57.46	0.931	255.78	4.45		CV
	Appuis de rive	34.92	6.79	0,18	57.46	0.931	153.44	2.67		CV
	En travée	87.31	9.24	0.25	47.50	0.920	285.29	6.00		CV

VI.8. Étude du débord :

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

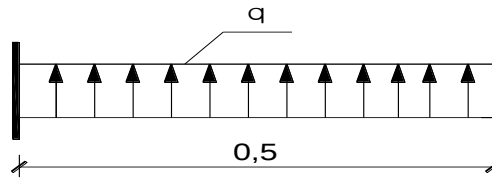


Figure VI.8.1 : Schéma statique du débord

a) Sollicitations de calcul :**ELU :**

$$q_{um} = 161.31 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_{um} L^2}{2} = \frac{162,85 \times 0,50^2}{2} = 20,16 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$q_{sm} = 118.48 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_{sm} L^2}{2} = \frac{118.48 \times 0,50^2}{2} = 14.81 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures :**1) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 36 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,16 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu = 0,011 \longrightarrow \beta_1 = 0,994$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{20,16 \times 10^3}{0,994 \times 36 \times 348} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **20 cm**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 36 \times 2,1}{400} = 4,347 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **20 cm**

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

Condition vérifiée

2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 2,82 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **20 cm**

c) Vérification à l'ELS :✓ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 36} = 0,157$$

$$\rho_1 = 0,157 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,935 ; K_1 = 61,92$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14,81 \times 10^6}{0,935 \times 360 \times 5,65 \times 10^2} = 77,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 1,25 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 77,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Conclusion :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VI.9. Étude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des 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.

a) Chargement simplifié admis :

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- Charge trapézoïdale :

• Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant } l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant } l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

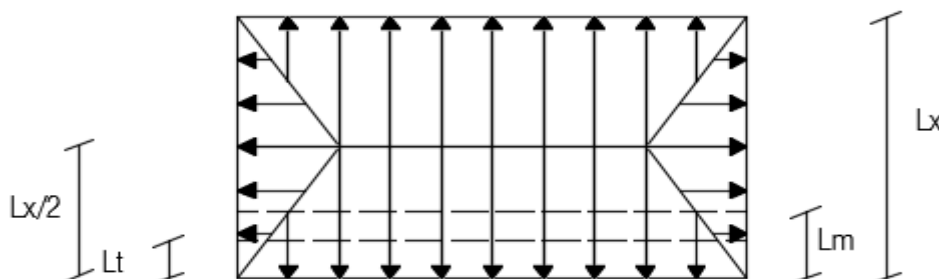


Figure VI.9.1 : Représentation des charges trapézoïdales

- Le Chargement simplifié

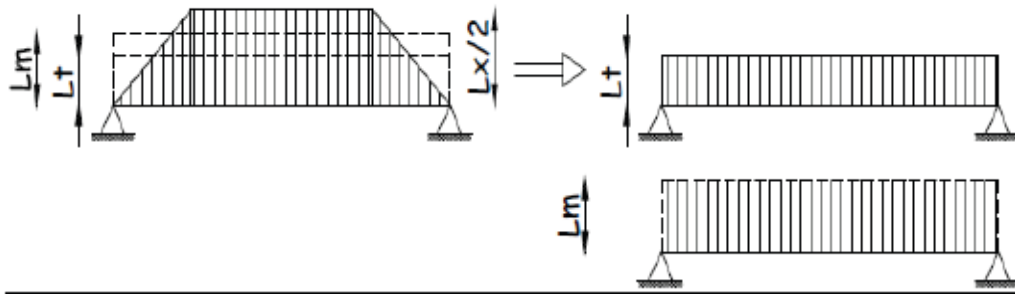


Figure VI.9.2 : Présentation du chargement simplifié

- Charge triangulaire :

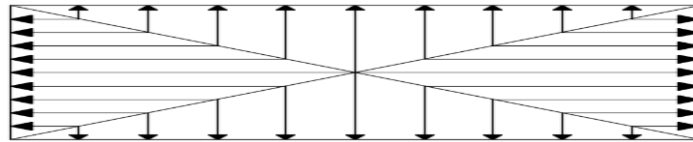


Figure VI.9.3 : Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $l_m = 0,333 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0,25 \times l_x$

b) Charges à considérer :

- Pour les moments fléchissant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{cases}$$

- Pour les efforts tranchant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{cases}$$

c) Détermination des charges :**ELU :**

$$q_u = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}})$$

$$q_u = (185.68 - \frac{17688.08}{727,95} - \frac{2564.1}{6000})$$

$$q_u = 160.88 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}})$$

$$q_s = (142.85 - \frac{17688.08}{727,95} - \frac{2564.1}{6000})$$

$$q_s = 118.05 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Tableau VI.9.1 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale)

										Moment fléchissant				Effort tranchant	
Travée	panneau	L _x	L _y	P	Charge	L _m	L _t	q _u	q _s	Q _{um}	$\sum Q_{um}$	Q _{sm}	$\sum Q_{sm}$	Q _{ut}	$\sum Q_{ut}$
travée 1-2	1	4,5	4,7	0,96	Trapézoïdale	1,562	1,21	160,88	118,05	251,37	518,08	184,44	380,15	196,06	407,10
	2	4,7	5	0,94	Trapézoïdale	1,657	1,31	160,88	118,05	266,71		195,70		211,03	
travée 2-3	1	4,5	4,5	1	Triangulaire	1,498	1,12	160,88	118,05	241,06	505,32	176,89	370,79	180,99	396,36
	2	4,5	5	0,9	Trapézoïdale	1,642	1,33	160,88	118,05	264,24		193,89		215,37	
travée 3-4	1	4	4,5	0,88	Trapézoïdale	1,473	1,20	160,88	118,05	237,01	490,13	173,91	359,64	194,64	413,44
	2	4	5	0,8	Trapézoïdale	1,573	1,36	160,88	118,05	253,11		185,73		218,79	
travée 4-5	1	4,5	4,5	1	Triangulaire	1,498	1,12	160,88	118,05	241,07	505,32	176,89	370,79	180,99	396,36
	2	4,5	5	0,9	Trapézoïdale	1,642	1,33	160,88	118,05	264,24		193,89		215,37	
travée 5-6	1	4,5	4,7	0,96	Trapézoïdale	1,562	1,21	160,88	118,05	251,37	518,08	184,44	380,15	196,08	407,10
	2	4,7	5	0,94	Trapézoïdale	1,657	1,31	160,88	118,05	266,71		195,70		211,03	

Tableau VI.9.2 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

										Moment fléchissant				Effort tranchant	
Travée	panneau	L _x	L _y	P	Charge	L _m	L _t	q _u	q _s	Q _{um}	$\sum Q_{um}$	Q _{sm}	$\sum Q_{sm}$	Q _{ut}	$\sum Q_{ut}$
travée 1-2	1	4,5	4,7	0,96	Trapézoïdale	1,562	1,21	160,88	118,05	266,71	530,97	195,70	389,60	211,03	426,41
	2	4,7	5	0,94	Trapézoïdale	1,657	1,31	160,88	118,05	264,24		193,89		215,37	
travée 2-3	1	4,5	4,5	1	Triangulaire	1,498	1,12	160,88	118,05	266,75	530,97	195,70	389,60	211,03	426,41
	2	4,5	5	0,9	Trapézoïdale	1,642	1,33	160,88	118,05	264,28		193,89		215,37	
travée 3-4	1	4	4,5	0,88	Trapézoïdale	1,473	1,20	160,88	118,05	251,38	492,44	184,56	361,34	196,06	377,05
	2	4	5	0,8	Trapézoïdale	1,573	1,36	160,88	118,05	241,07		176,89		180,99	
travée 4-5	1	4,5	4,5	1	Triangulaire	1,498	1,12	160,88	118,05	251,37	492,44	184,44	361,34	196,06	377,05
	2	4,5	5	0,9	Trapézoïdale	1,642	1,33	160,88	118,05	241,07		176,89		180,99	
travée 5-6	1	4,5	4,7	0,96	Trapézoïdale	1,562	1,21	160,88	118,05	266,71	530,97	195,75	389,60	211,03	426,41
	2	4,7	5	0,94	Trapézoïdale	1,657	1,31	160,88	118,05	264,24		193,89		215,37	
travée 6-7	1	4,5	4,7	0,96	Trapézoïdale	1,562	1,21	160,88	118,05	266,71	530,97	195,70	389,60	211,03	426,41
	2	4,7	5	0,94	Trapézoïdale	1,657	1,31	160,88	118,05	264,24		193,89		215,37	

d) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

✓ Sens transversal

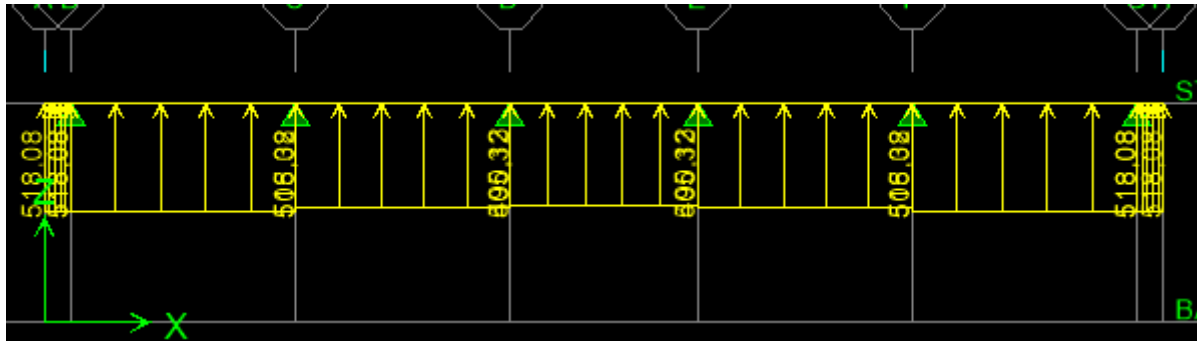
- ELU :

Figure VI.9.4 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

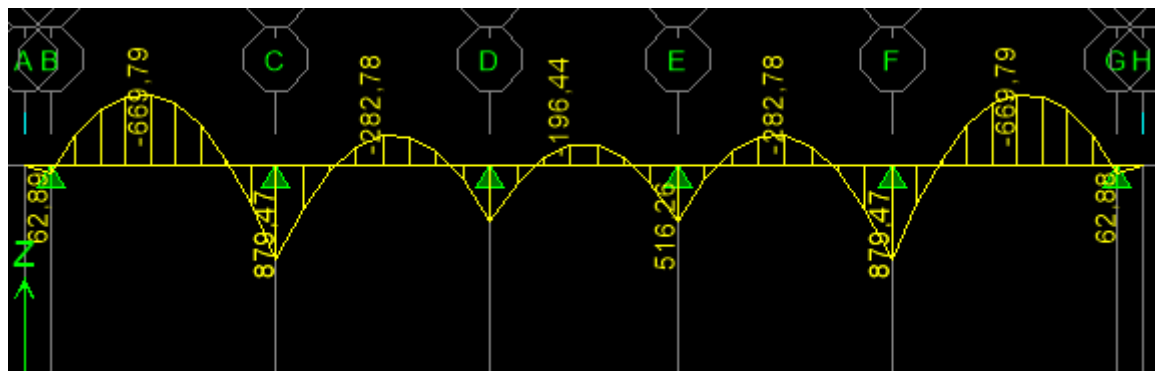


Figure VI.9.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

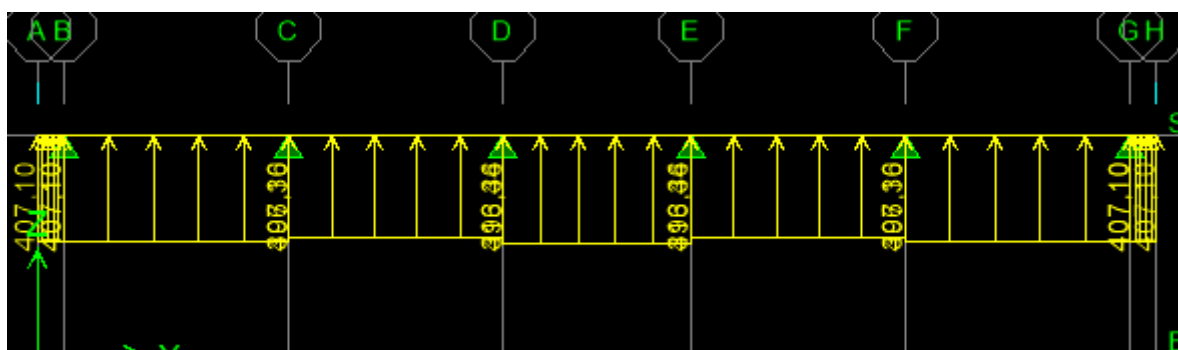


Figure VI.9.6 : chargements des efforts tranchants à l'ELU.

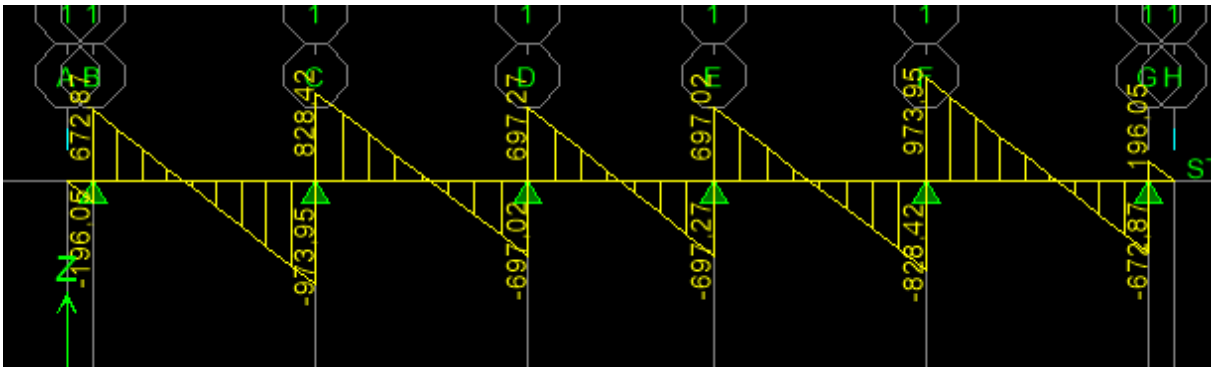


Figure VI.9.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

- ELS :

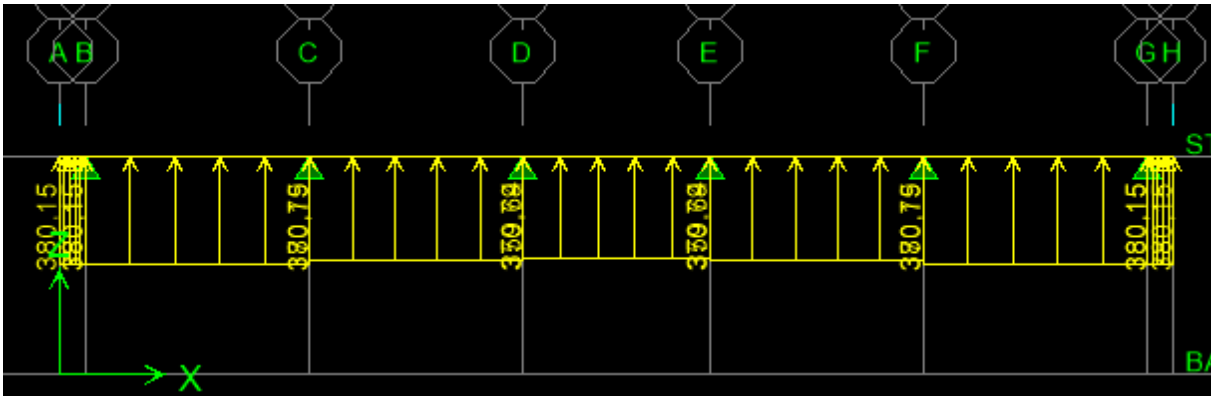


Figure VI.9.8 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

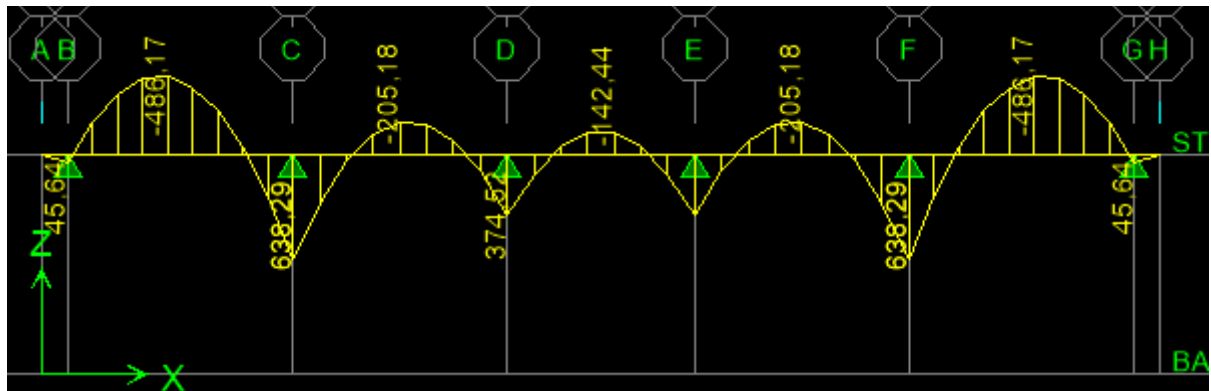


Figure VI.9.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

✓ Sens longitudinal

- ELU :

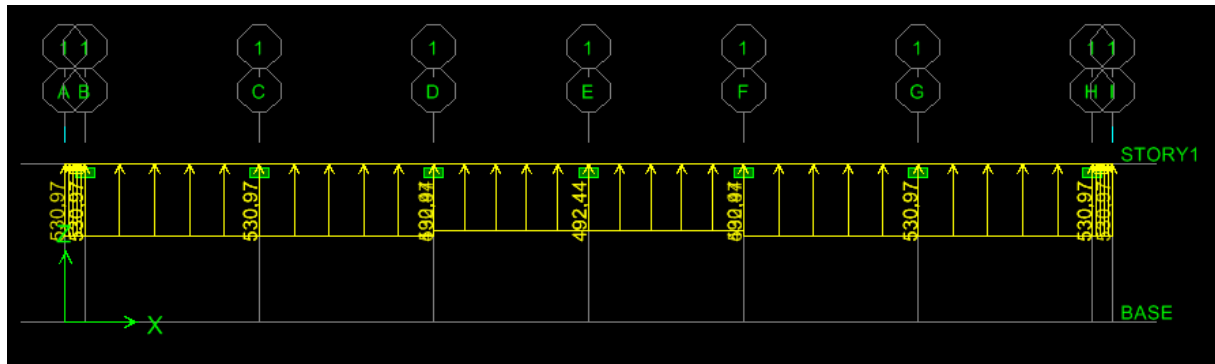


Figure VI.9.10 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

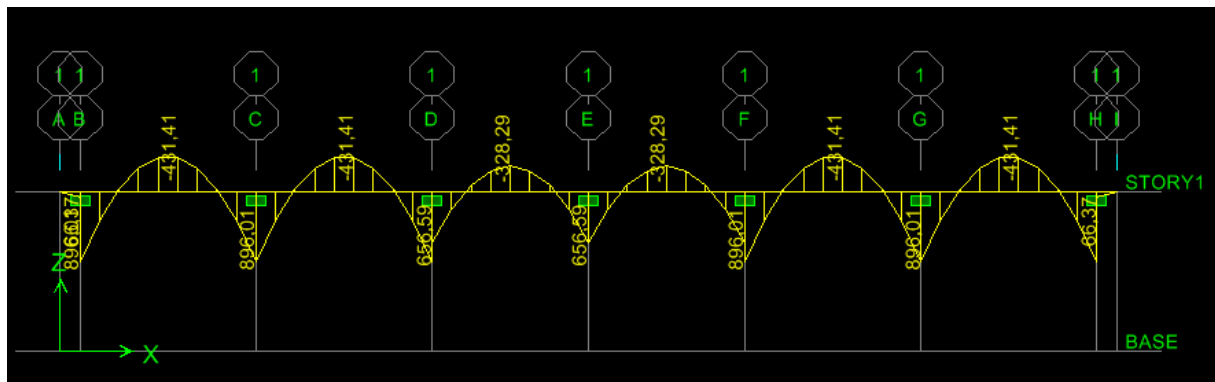


Figure VI.9.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

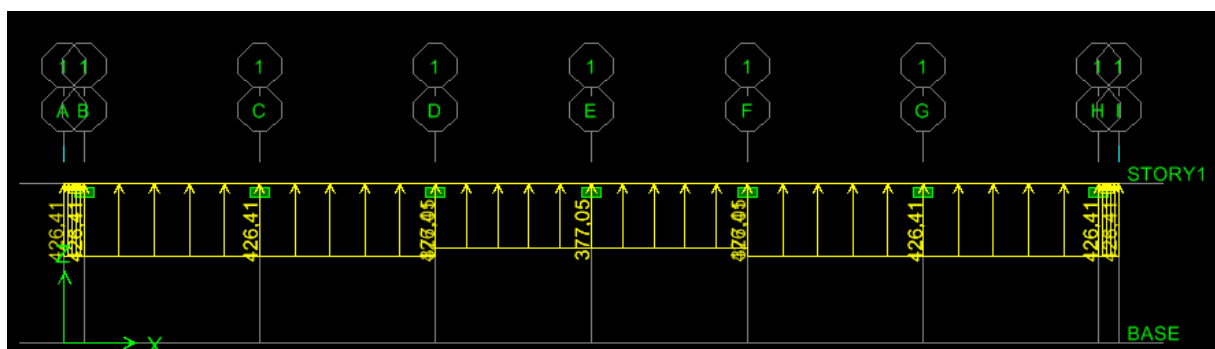


Figure VI.9.12 : chargements des efforts tranchants à l'ELU

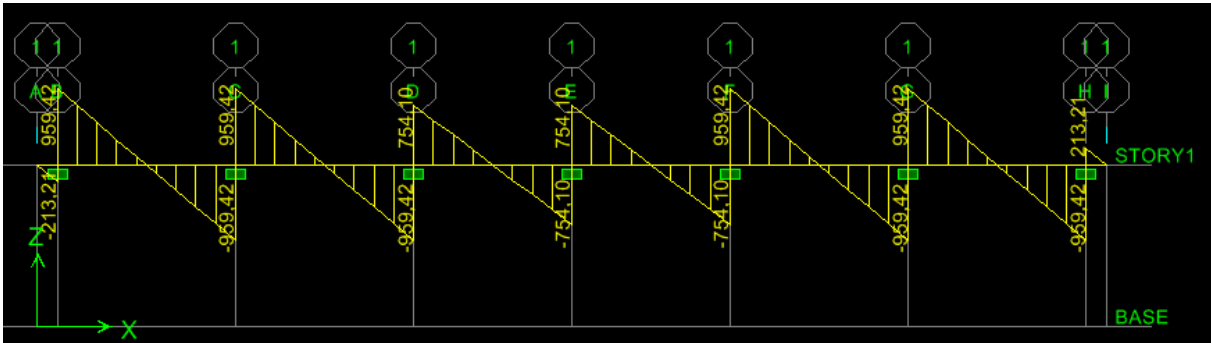


Figure VI.9.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

- ELS :

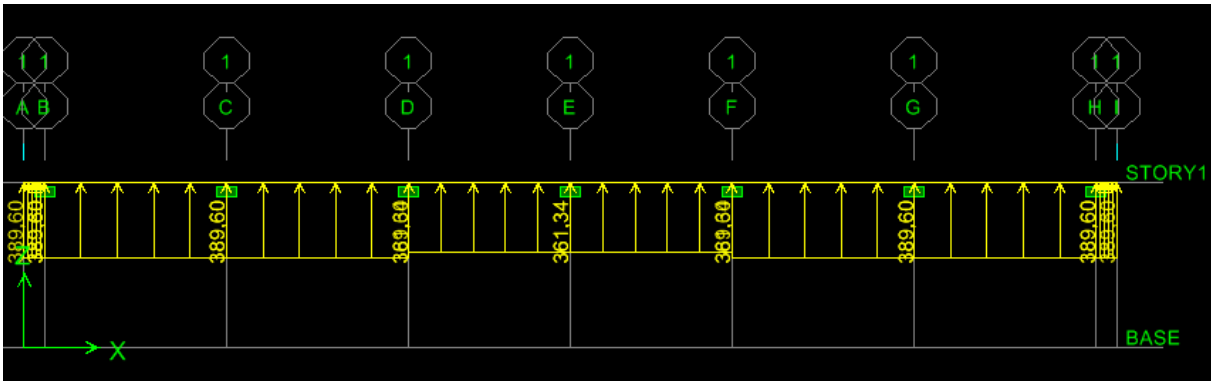


Figure VI.9.14 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

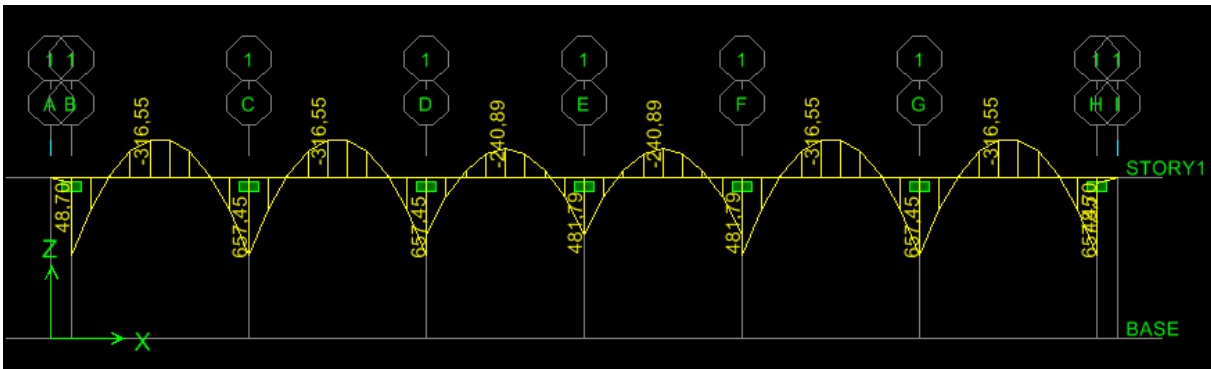


Figure VI.9.15 : Diagramme moments fléchissant à l'ELS.

e) Ferrailage :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{\max}(\text{KN.m})$	896.01	657.45	879.47	638.29
$M_t^{\max}(\text{KN.m})$	431.41	316.55	669.79	486.17
$T_{\max}(\text{KN})$	959.42		973.95	

Tableau VI.9.3 : Les efforts internes dans les nervures**1) Calcul des armatures :**

$b = 55 \text{ cm}$; $d = 97 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

- Armatures longitudinales :**Exemple de calcul :****• En travée :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{879.47 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14.2} = 0.109$$

$$\mu = 0.109 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu = 0.109 \Rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{879.47 \times 10^3}{0.942 \times 97 \times 348} = 27.65 \text{ cm}^2$$

Soit :

$A_a = 5\text{HA}20 \text{ fil} + 5\text{HA}16 \text{ Chap} = 31.42 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

- Armatures transversales (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.7.2.2) :

$$A_{t \min} = 0,003 S_t b$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ **(un cadre et un étrier)**

- Espacement des armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA99/modifier2003) :**En zone nodale**

$$S_t < \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L\right)$$

$$S_t < \min(25; 24)$$

On prend **$S_t = 10 \text{ cm}$**

En zone courante

$$S_t < \frac{h}{2}$$

$$S_t < \frac{100}{2} = 50$$

On prend **$S_t = 20 \text{ cm}$**

- **Armatures de peau (BAEL 91 modifiée 99/Art 4.5.3491) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} \times 1 = 3\text{cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = $3,08\text{cm}^2$**

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous

Sens		Mu (KN.m)	μ_b	B	Obs	A_s (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Ferrailage
X-X	Appuis	896.01	0,111	0,940	SSA	28.23	31,42	5HA20 (fil) + 5HA20 (Chap)
	Travée	431.41	0,053	0,972	SSA	13.14	24,11	5HA16 (fil) + 7HA16 (Chap)
Y-Y	Appuis	879.47	0,109	0,942	SSA	27,65	31,42	5HA20 (fil) + 5HA20 (Chap)
	Travée	669.79	0,083	0,956	SSA	20.75	24,11	5HA16 (fil) + 7HA16 (Chap)

Tableau VI.9.4 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

2) Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité (BAEL91 modifiées 99/Art. A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 97 \times \frac{2,1}{400} = 7.02 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$A_a = 31,42\text{cm}^2 > A_{\min} = 7.02 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **En travées :**

$$A_t = 21.36\text{cm}^2 > A_{\min} = 7.02 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification à la contrainte de cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

- **Sens transversal :** $T_u^{\max} = 973.95 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{973.95 \times 10^3}{550 \times 970} = 1.65 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens longitudinal :** $T_u^{\max} = 959.42 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{959.42 \times 10^3}{550 \times 970} = 1.64 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification à l'ELS :✓ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

Dans les aciers :

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa} \text{ dans le cas fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$$n = 1.6 \text{ pour des HA} > 6 \text{mm}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

Exemple de calcul :**Sens x-x :****Aux appuis :**As = 31.42 cm² (Section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 32.42}{55 \times 97} = 0.557 \longrightarrow \beta = 0.888 \quad K_1 = 29.54$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{657.45 \times 1000}{0.888 \times 97 \times 32.42} = 235.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 7.96 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9.5 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	As cm ²	M _s KN.m	ρ ₁	β	K _i	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Obs
X-X	Appuis	32,42	657.45	0.557	0,888	29.54	235.43	348	7.96	15	Cv
	Travée	24,11	316.55	0.414	0,901	35,50	150,22	348	4,23	15	Cv
Y-Y	Appuis	32,42	638.29	0.557	0,888	29.54	228.57	348	7.73	15	Cv
	Travée	21.36	486.17	0.414	0,901	35.50	230.72	348	6.49	15	Cv



CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les Connaissances acquises le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très Vaste.

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 qui ont suffisamment d'expérience dans le domaine, de longues discussions ont apporté des connaissances importantes en plus pour nous.

Parmi les conclusions aux quelles a abouti le présent travail :

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'un des plus importants et dangereux effets à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

L'analyse tri dimensionnelle des structures a été rendue possible grâce à l'outil

Informatique et au logiciel performant de calcul ETABS qui est un logiciel qui permet la modélisation de toute structure avec une grande précision.

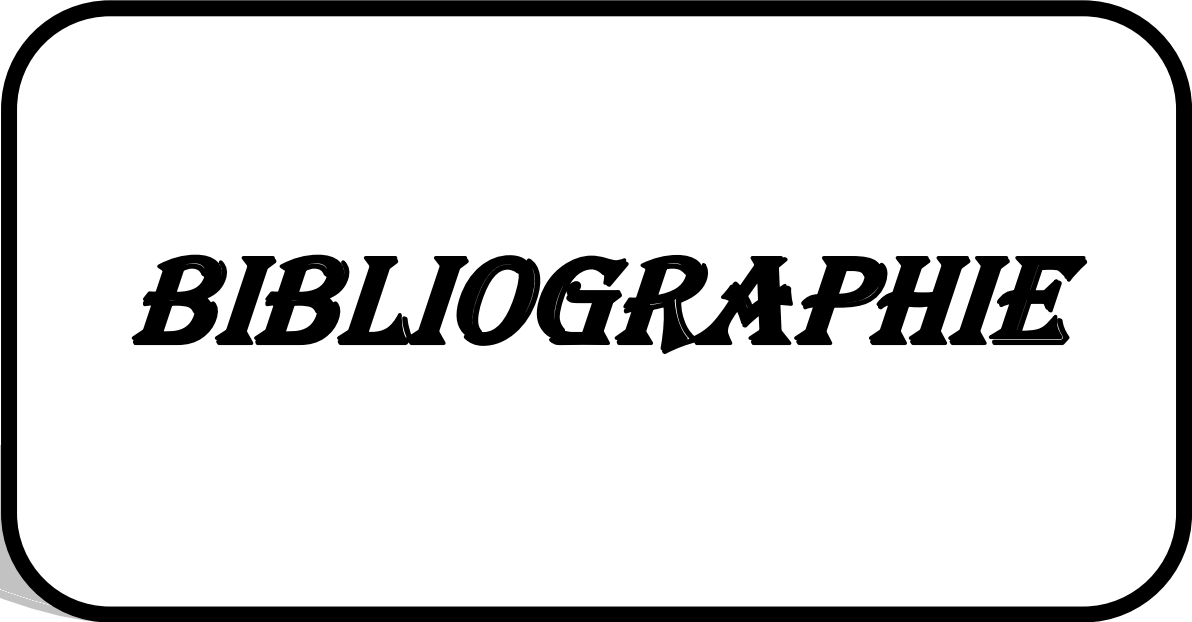
Une étude sismique est nécessaire pour le dimensionnement des différents éléments de la structure. En effet, les sollicitations apportées par un séisme sont souvent plus importantes que celles obtenues à partir d'une descente de charge statique, notamment pour les poteaux. Le dimensionnement sous combinaisons sismiques engendre une consommation du béton et d'armature plus importante.

Cette étude nous a permis de comprendre certains phénomènes et comportements, une interprétation approchée pour le résultat d'analyse dynamique. Cela nous permet d'éviter une Période fondamentale élevée en rigidifiant les éléments de contreventement et vu la forme de la structure, nous avons pu éviter le phénomène de torsion en effectuant une disposition des voiles la plus optimale possible.

Le ferrailage dans chaque élément avec ses efforts internes propres, nous amène à des sections d'armatures moins importantes que celle qui seront obtenues avec les efforts maximums. Ainsi l'aspect économique est pris en considération, tout en respectant les vérifications sécuritaires imposées par le règlement.

Ce travail est un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Nous espérons, par le biais de notre présent travail, servir et contribuer aux travaux des Promotions à venir.



BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

Règlement

- *Règles parasismique Algérienne RPA99/modifiée 2003.*
- *Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91/modifiée 99.*
- *Document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) charge permanentes et charge d'exploitation.*

Logiciels

- *ETABS 9.6.0.*
- *AUTOCAD2016.*
- *Logiciel de ferrailage SOCOTEC.*
- *Word.*
- *Excel.*

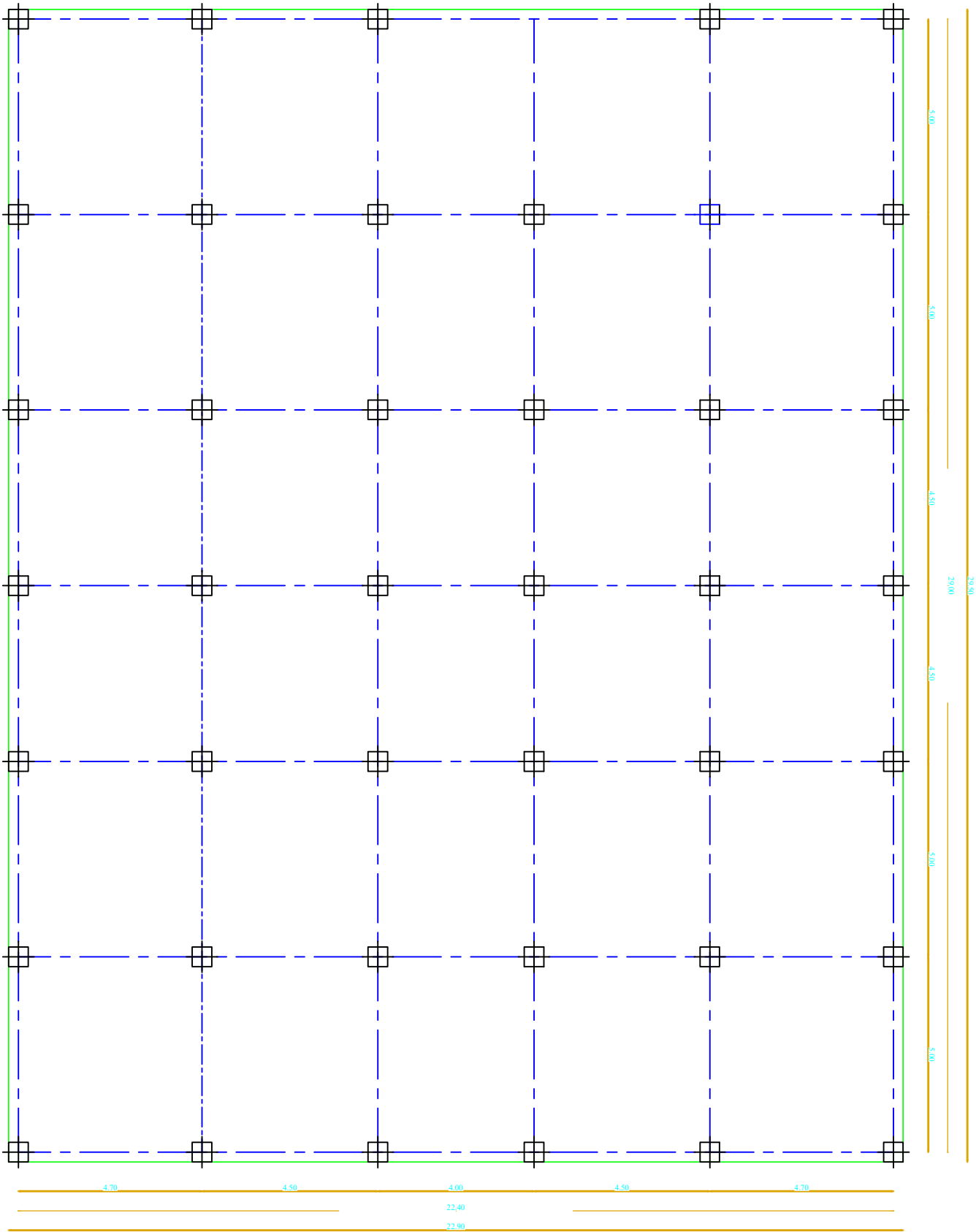
Ouvrage

- *Les abaques de PIGEAUD*
- *Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire*
- *Formulaire du béton armé de Victor Davidovici*
- *Calcul des ouvrages en béton armé Henry Tonier*
- *Calcul des ouvrages en béton armé M.belazougui*
- *Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes*

Liste des références

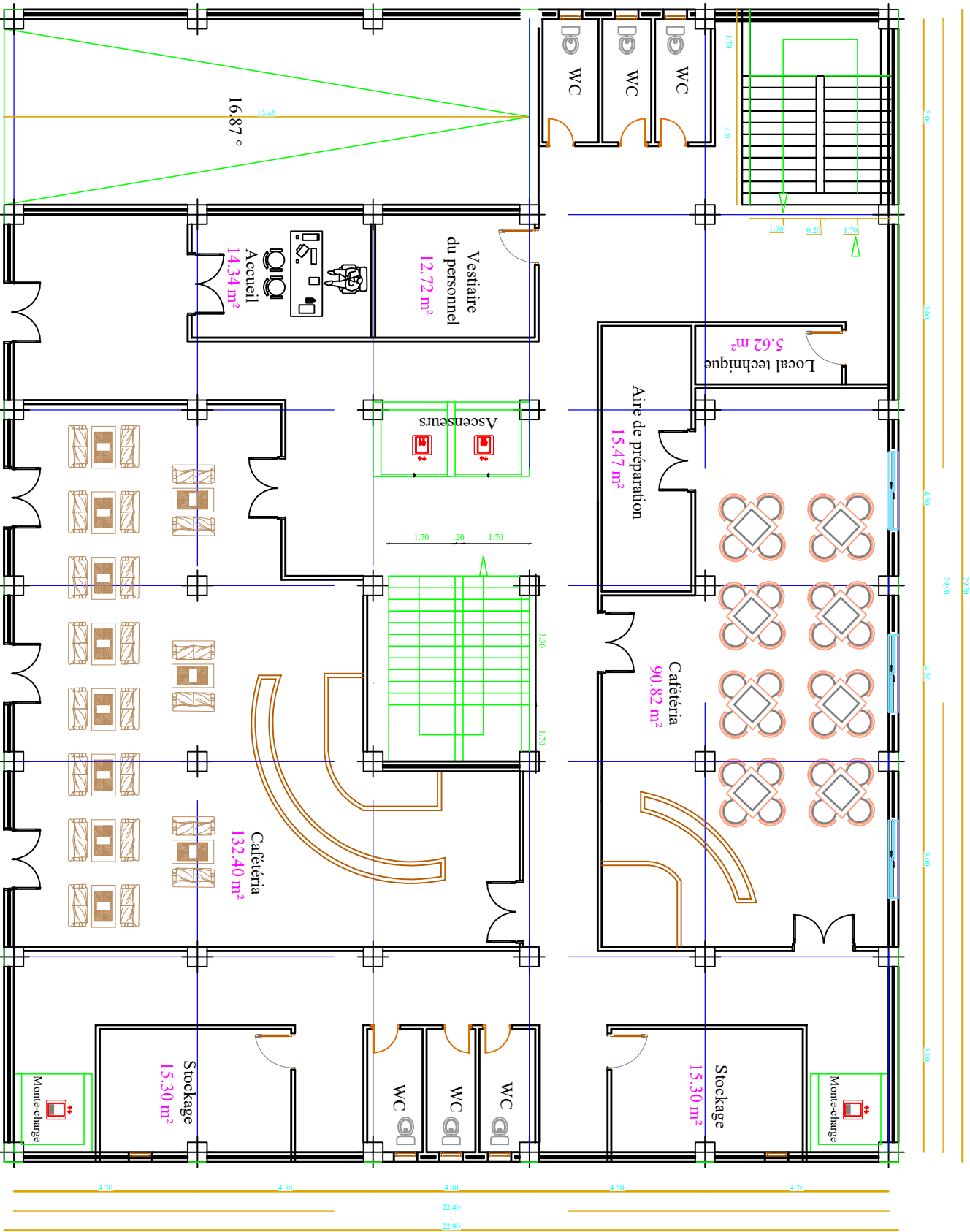
- [01] **RPA 99** : Règles parasismiques algériennes
- [02] **DTR BC 2.2** : charges permanentes et charges d'exploitation
- [03] **BAEL 91 modifié 99** : calcul des éléments et des structures des bâtiments
- [04] **DTR B.C. 2-4-1 (CBA 93)** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- [05] **DTR B.C. 2-331** : Règles de calcul des fondations superficielles
- [06] **NF EN 1992 1-2** : Normes afnor édition
- [07] **NF-P82** : Normes afnor édition ascenseur
- [08] **DTR C 3.1.1** : Règles de calcul de l'isolation acoustiques des parois aux bruits aériens
- [09] **DTU 75-1 / 1978**: Document technique unifié .
- [10] **Article page 141 journal «JORNAL OF MATERIALS AND ENGINEERING
(STRUCTURES » (M.TALEB Rafik)**

Les lignes de constructions





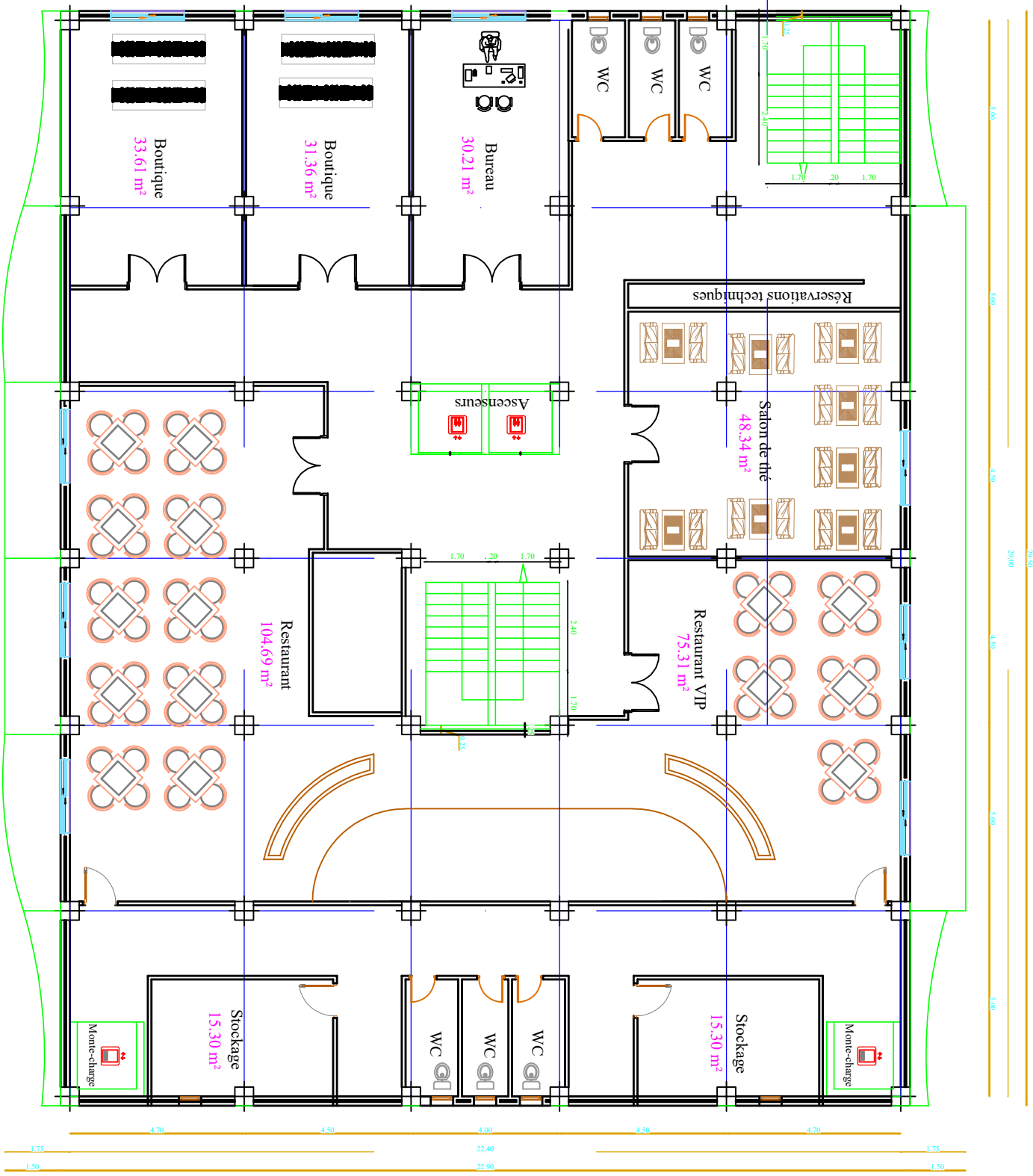
Plan du sous-sol (Parking)



Accès mécanique

Accès principal

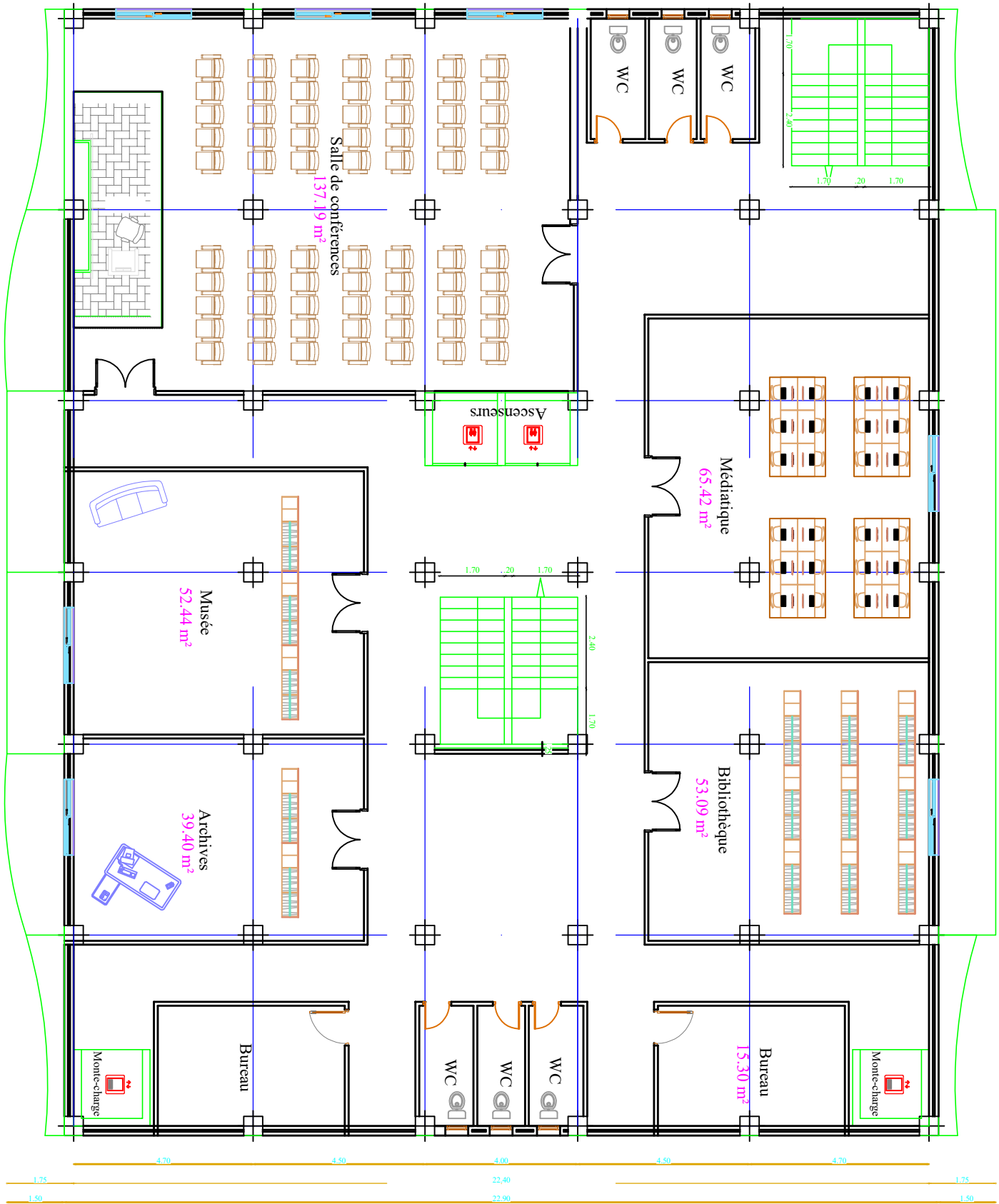
Plan du RDC



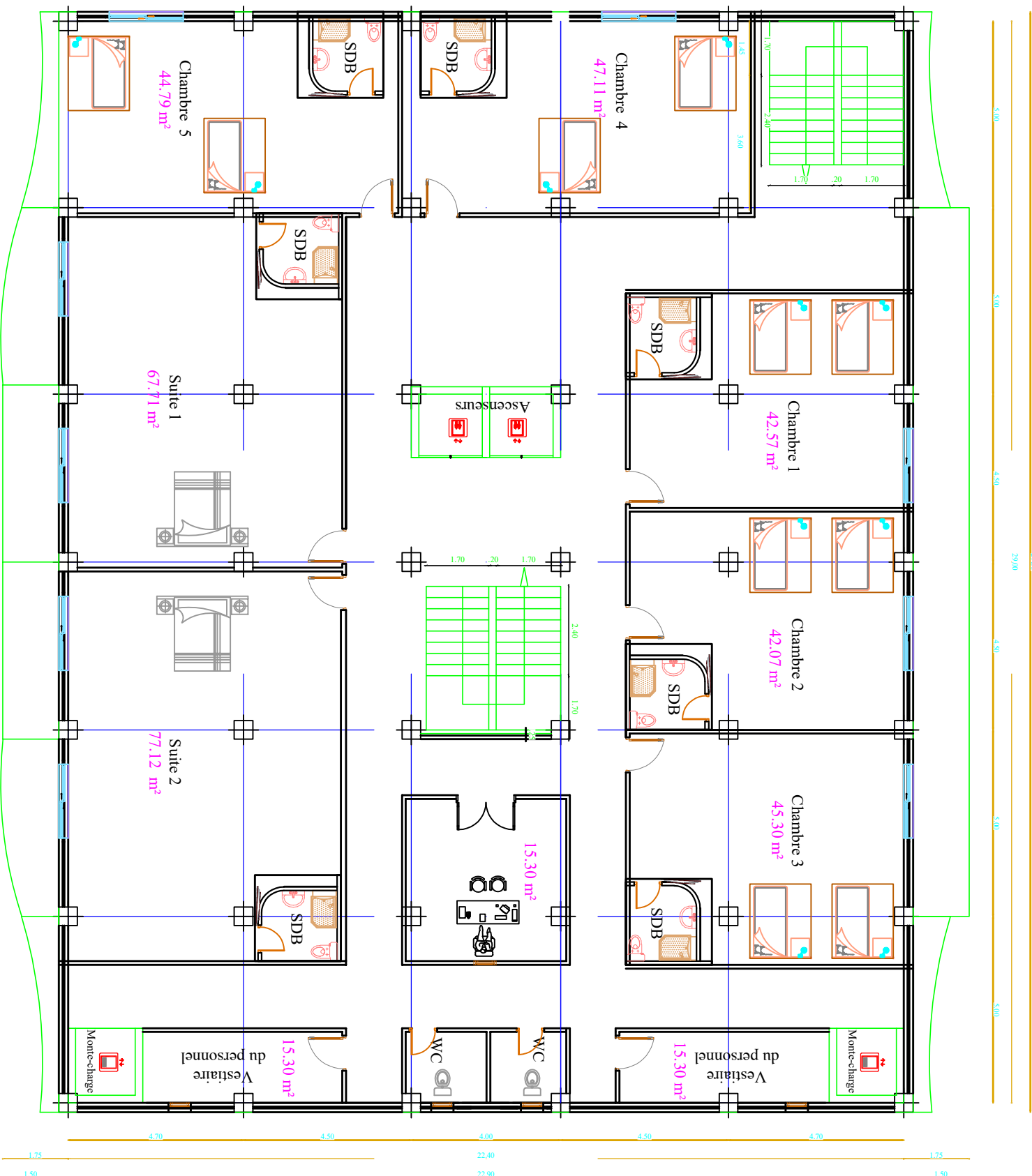
Plan Etage 1



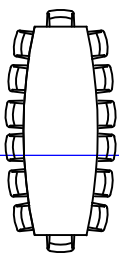
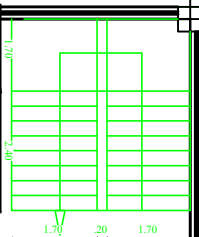
29.80
29.00



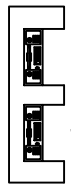
Plan Etage 2



Plan Etages 3, 4, 5 et 6



Salle de réunions
80.48 m²



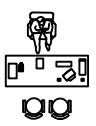
Service comptable
37.30 m²



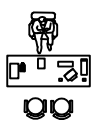
Bureau
15.30 m²



Bureau
30.21 m²



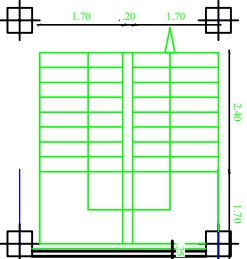
Bureau
31.36 m²



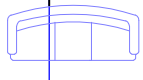
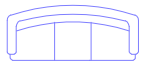
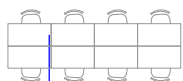
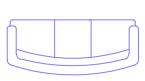
Bureau
33.61 m²



Ascenseurs



Direction
52.79 m²



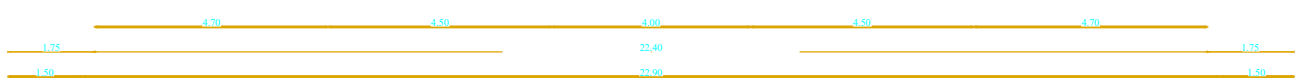
Secrétariat
38.90 m²



WC

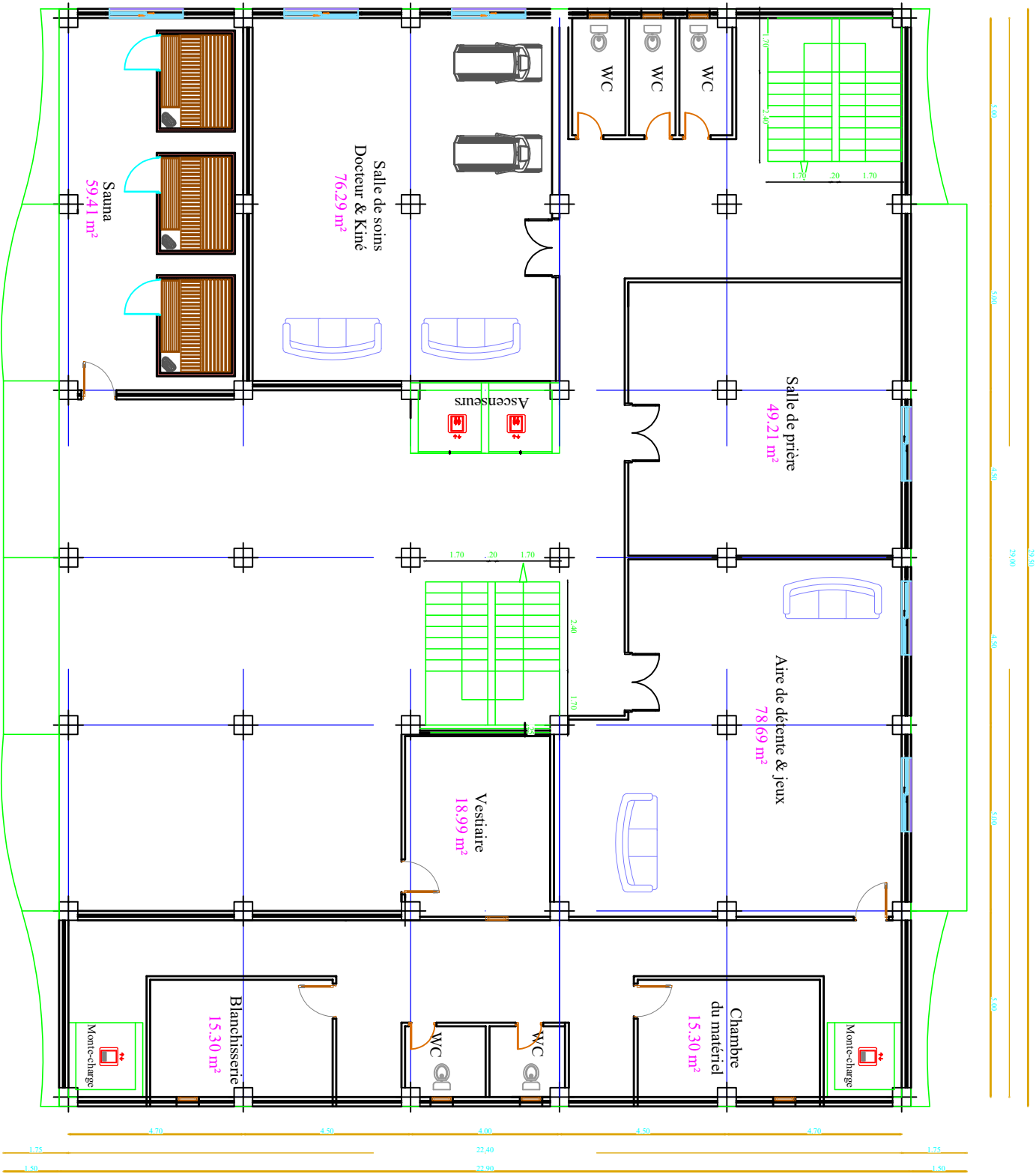


Bureau
15.30 m²



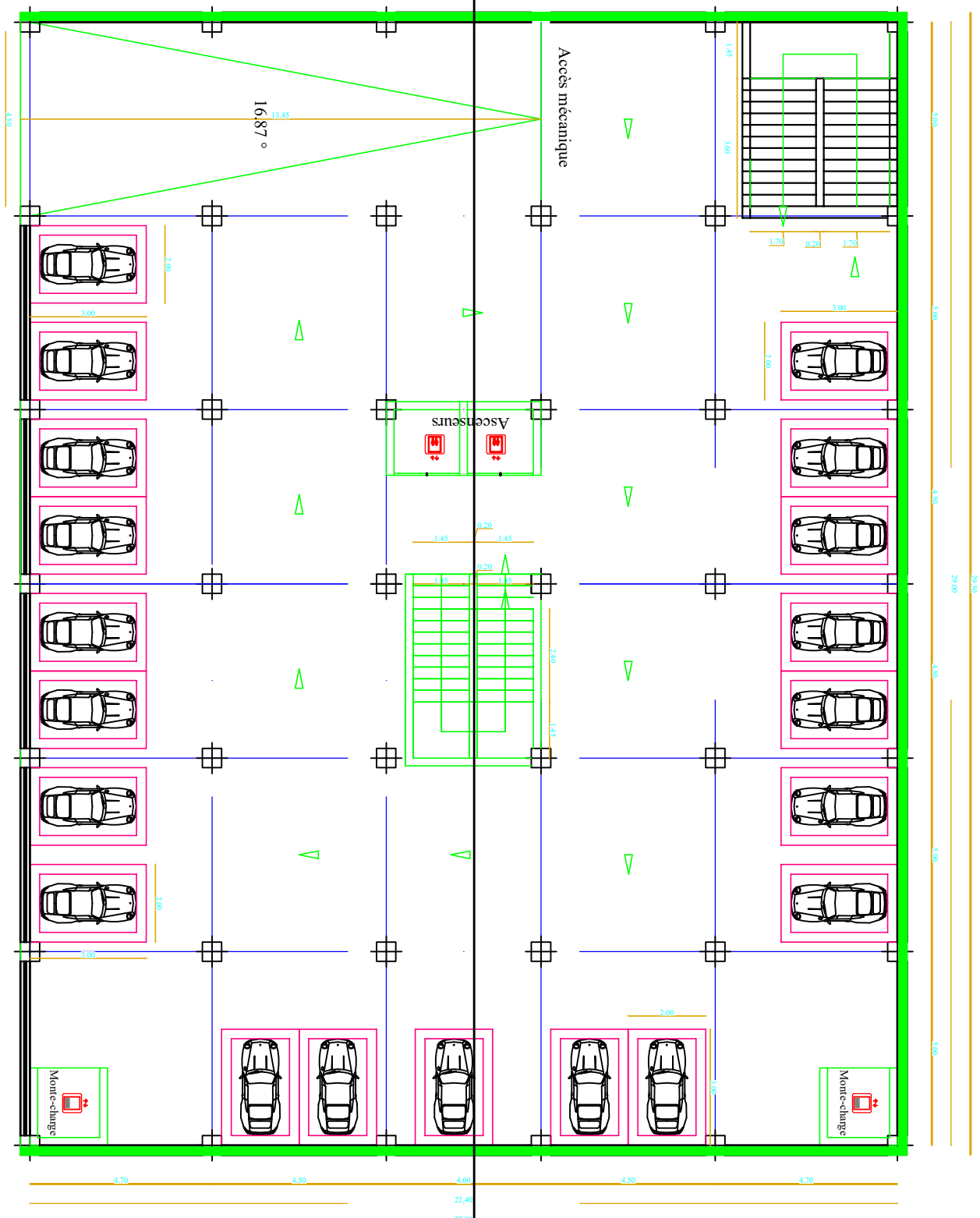
Plan Etage 7

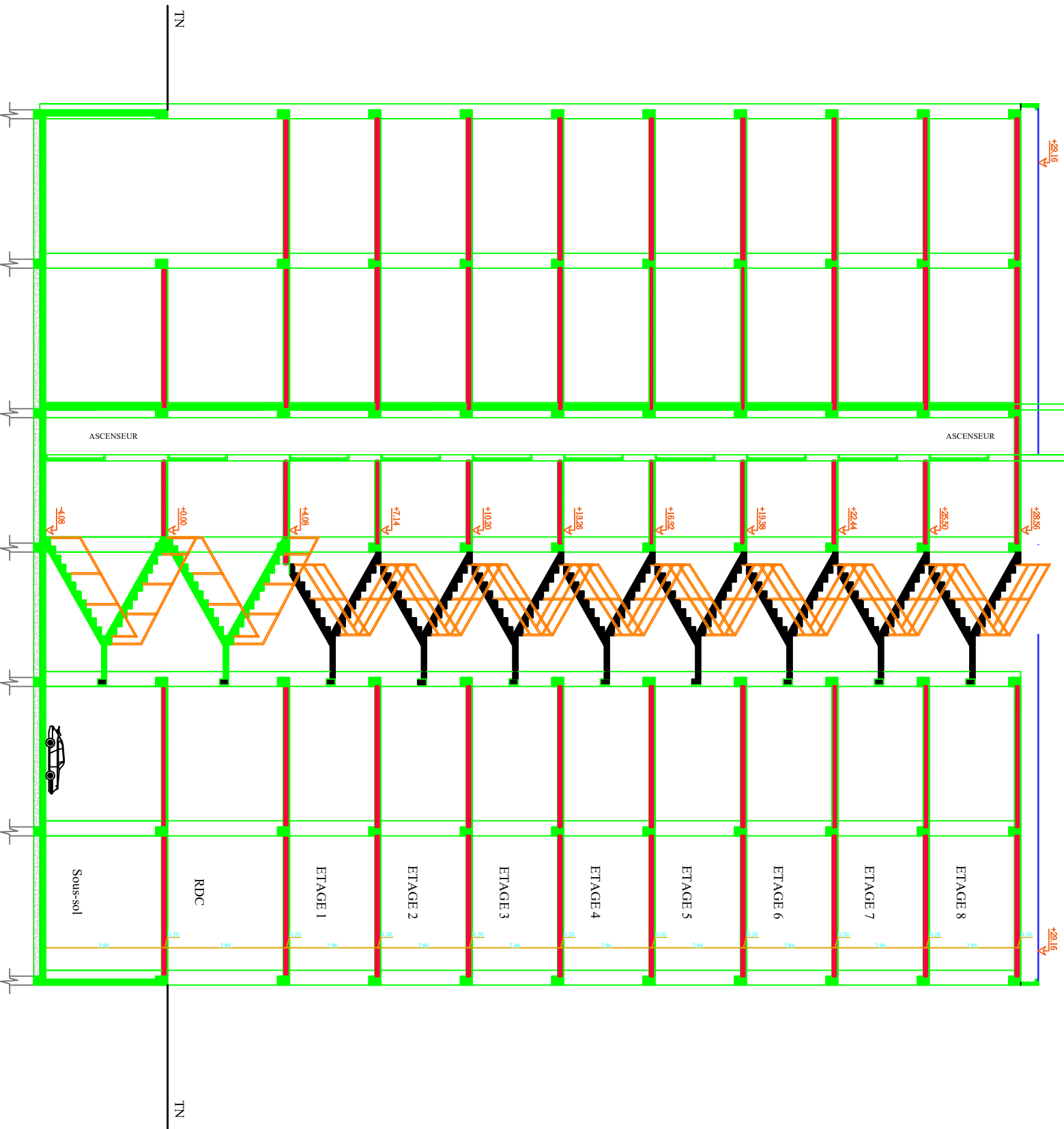
(Administration)



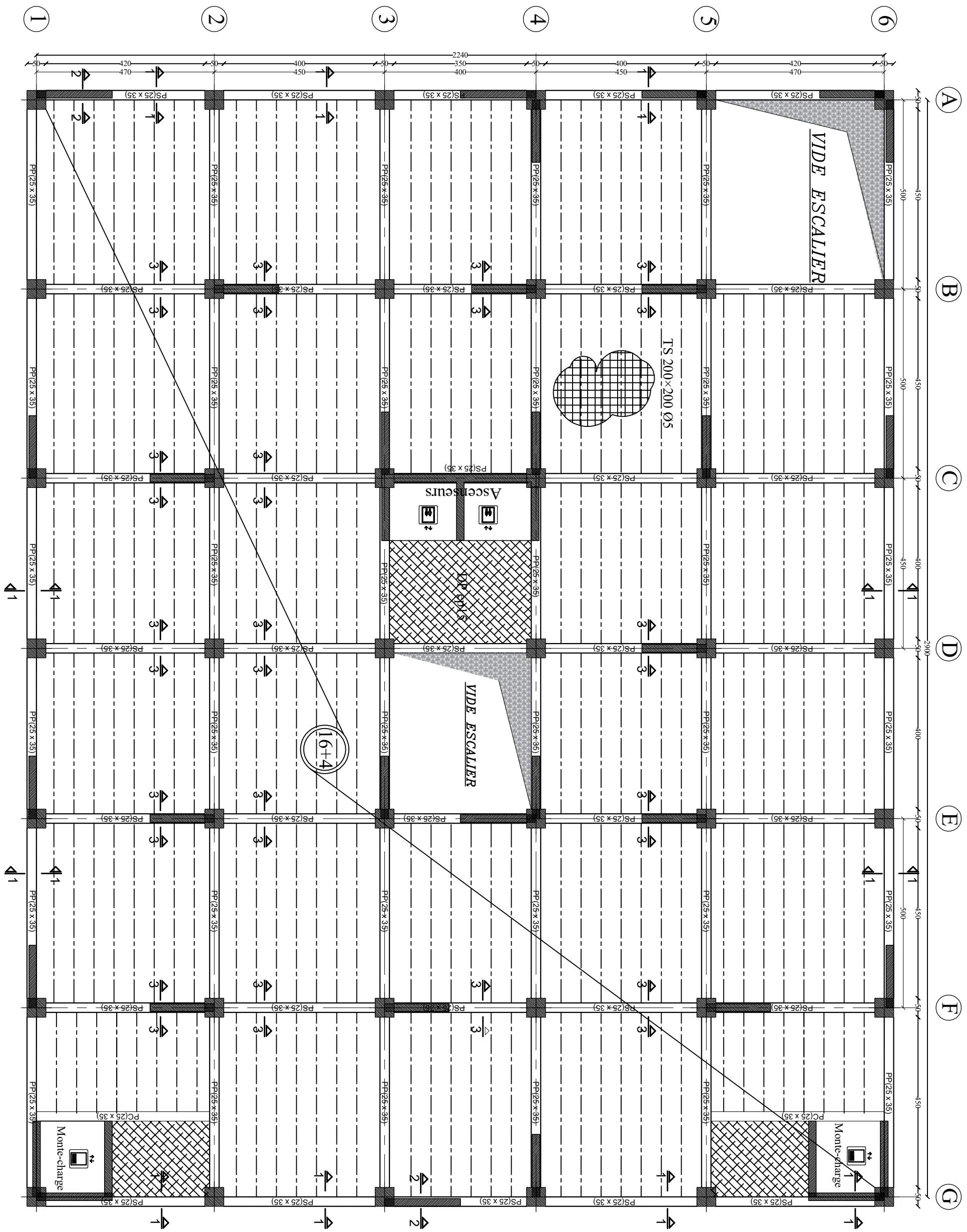
Plan Etage 8

[illegible]

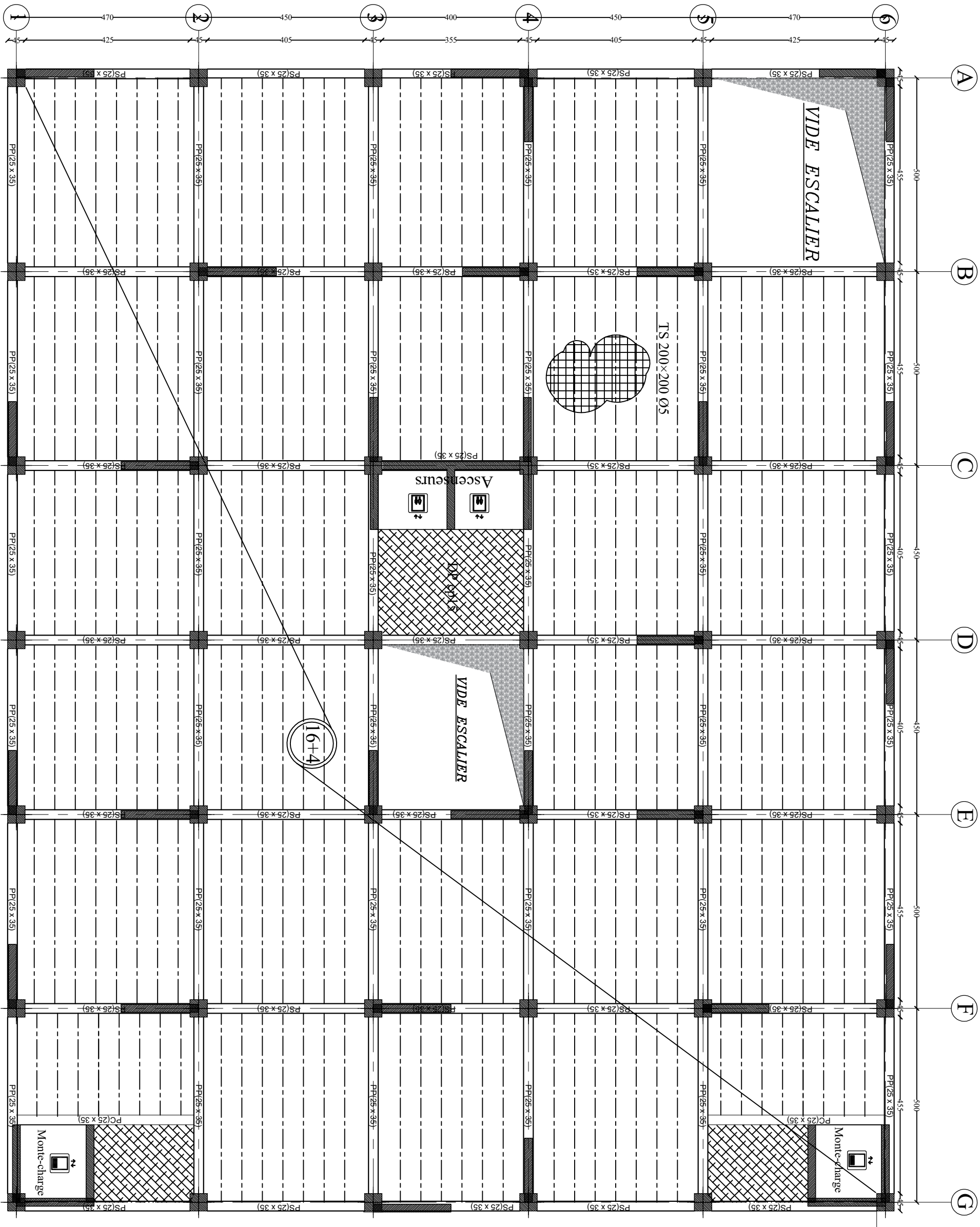




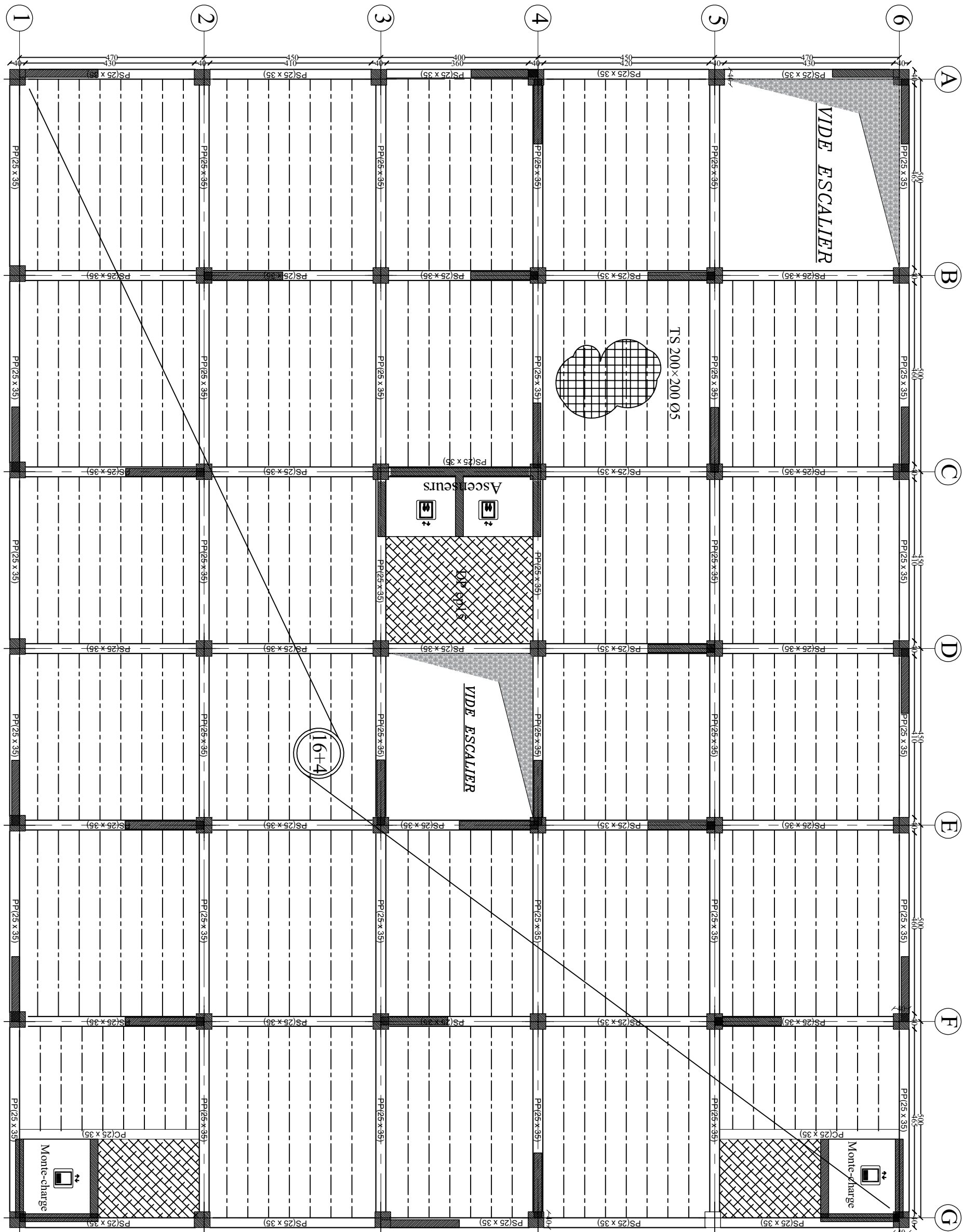
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU: +0.00+4.08



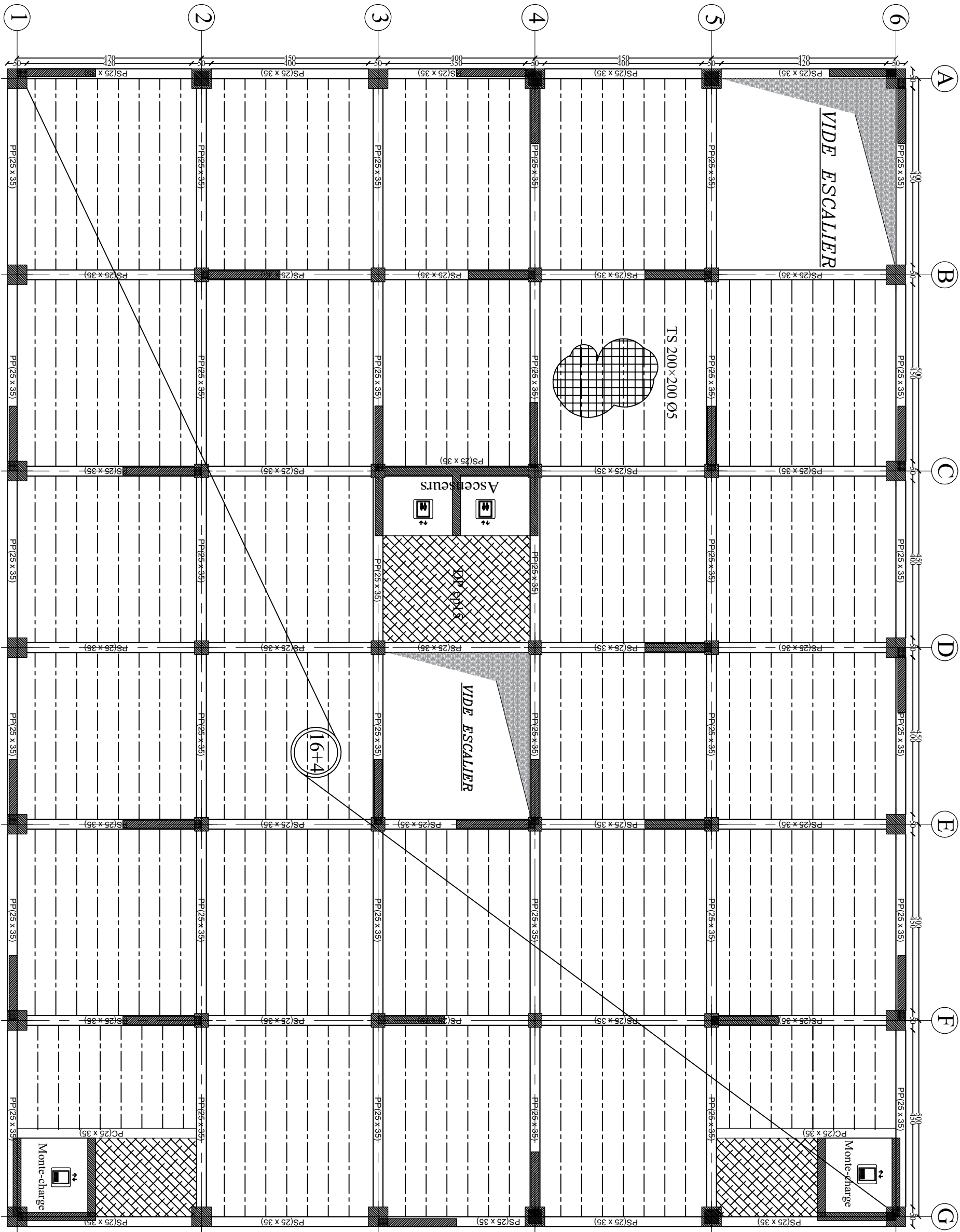
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU: +7.14+10.20



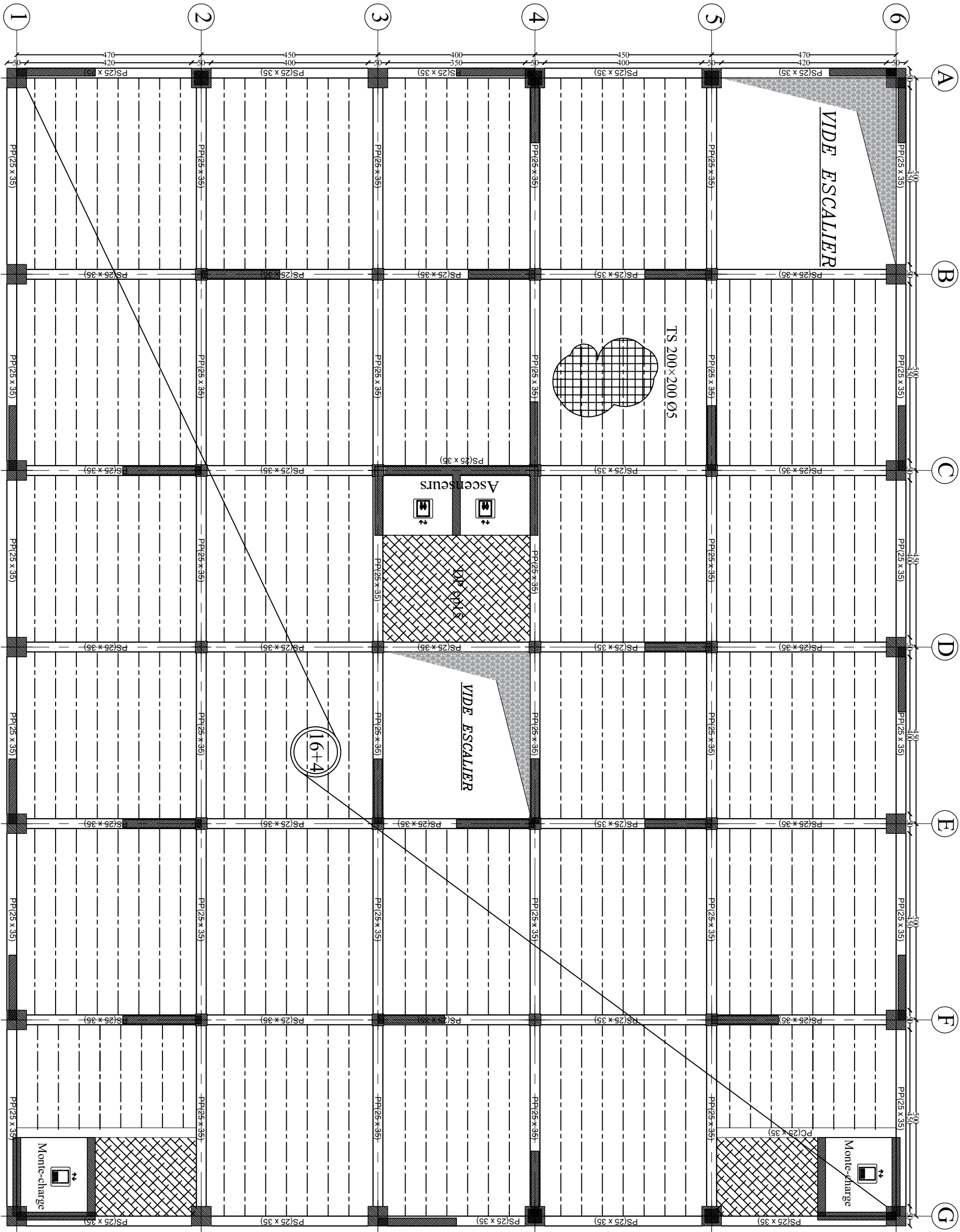
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU: +13.26+16.32



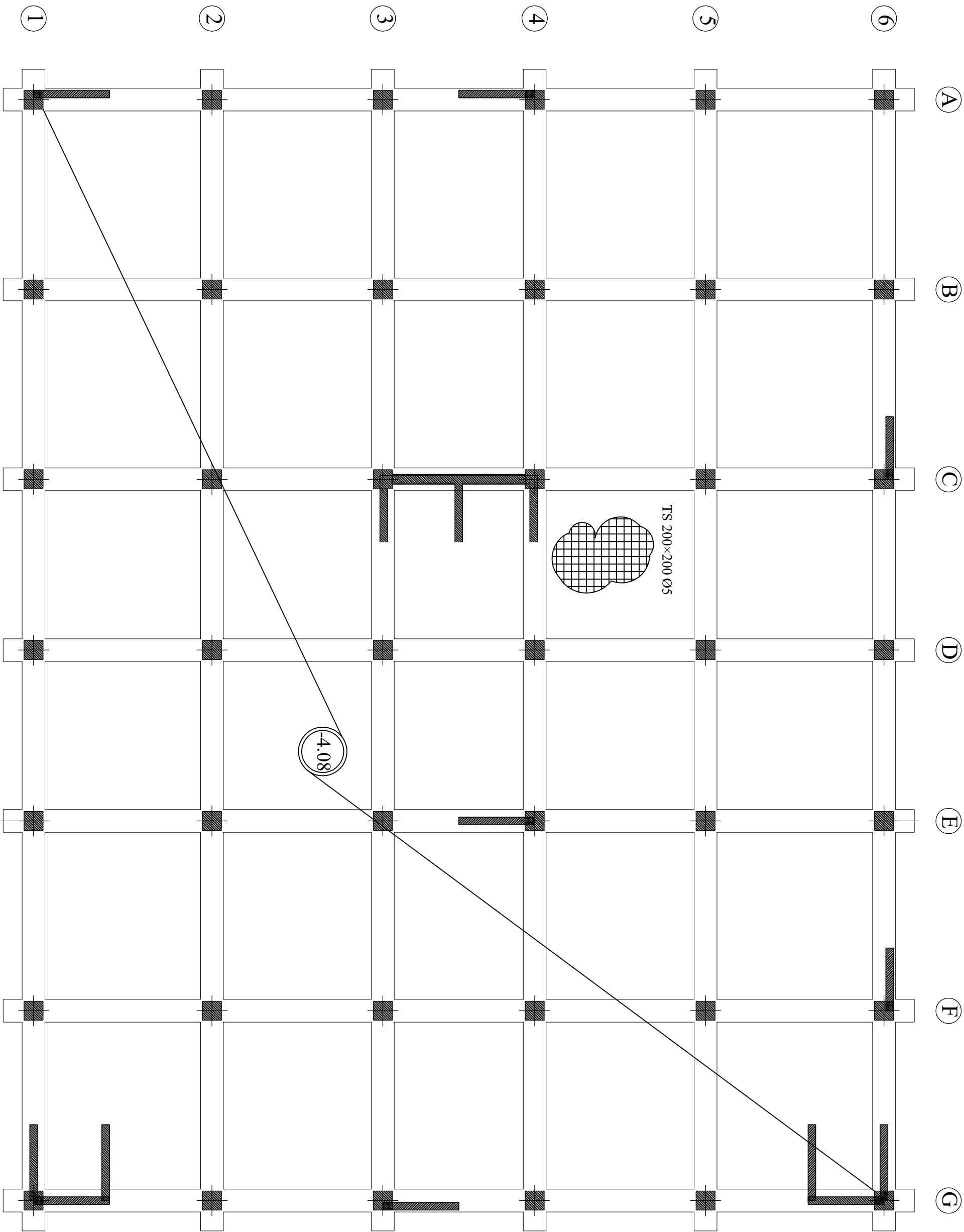
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU: +19.38 +22.44 +26.52



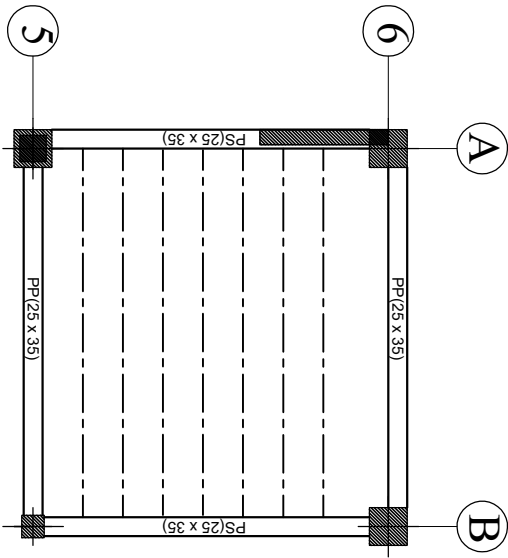
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU: +29.58



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU: + -4.08



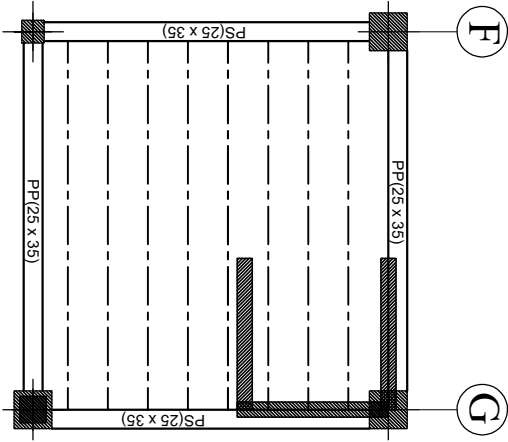
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU: +32.64



C

D

E



4

3

2

1

