

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

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

Option : construction civil et industrielle

THEME

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage multiple, contreventement mixte.



Etudié par :
BEN MAKHLOUF Louiza
TALEB Redouane

Dirigé par :
Mr. KACI

2013 /2014

Remerciements

Nous remercions avant tout ALLAH, le tout puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce projet à terme.

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

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

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

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.



Dedicace

Je dédie ce modeste travail...

A la mémoire de mon père,

Puisse dieu l'accueillir dans son infinie miséricorde

A ma très chère mère.

*Qui n'a jamais cessé de me soutenir et de
m'encourager durant toutes les années de mes
études ;*

A ma chère grande mère ;

A mes chers frères et sœurs :

Larbi, jugurtha, Sibya, hassina, nabila et narwal

A tous mes amies ;

A mon binôme Louiza et toute sa famille.

Redouane



Dedicace

*Je dédie ce modeste travail à mes chers parents
que dieu les protèges*

A DIHOU et son mari YUCEF

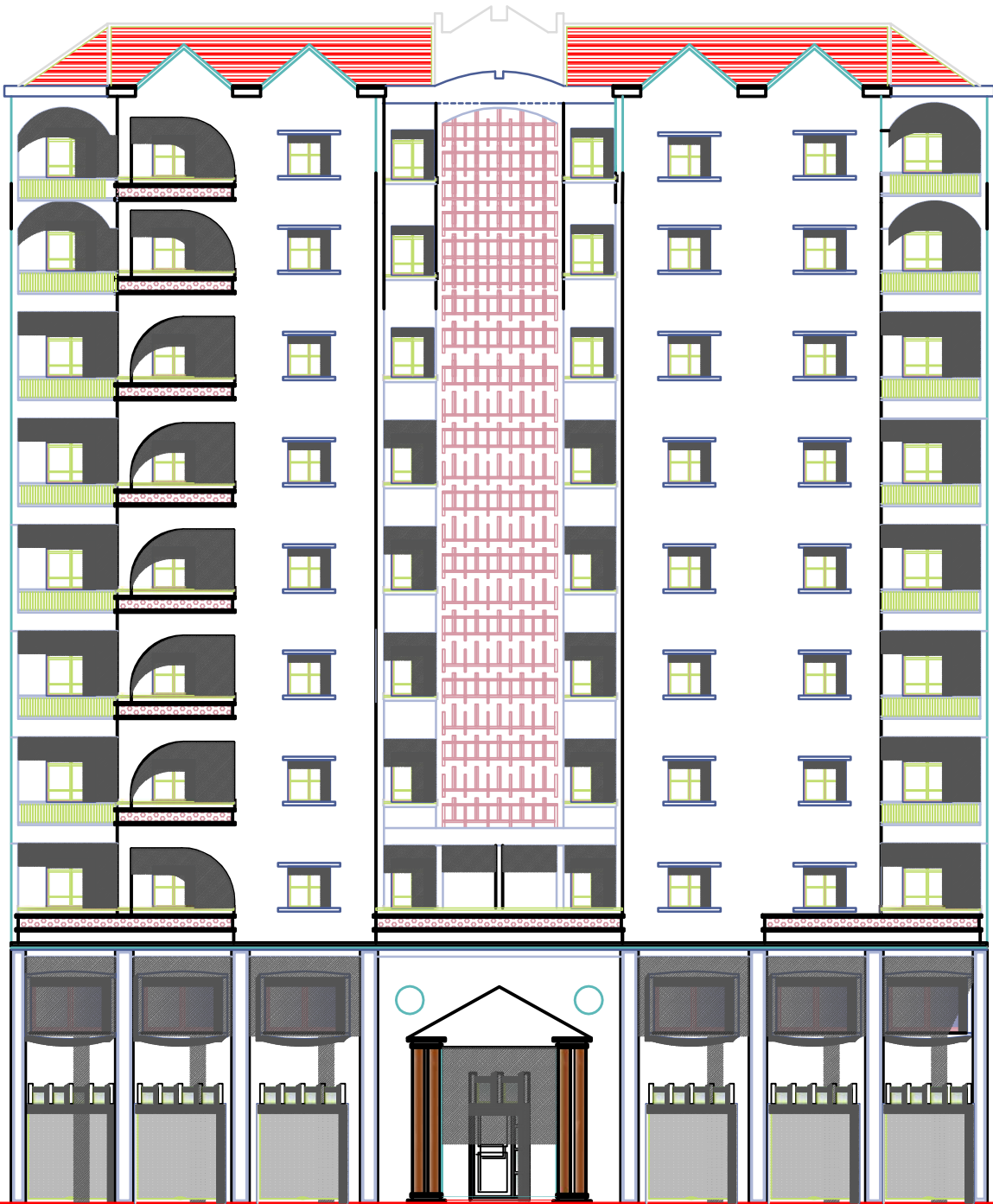
Amon frères MASSI et TCHITCHI

A mon cher LOUNES a sa famille

*A tous mes cousins et mes cousines et toute la
famille ainsi que mes mais*

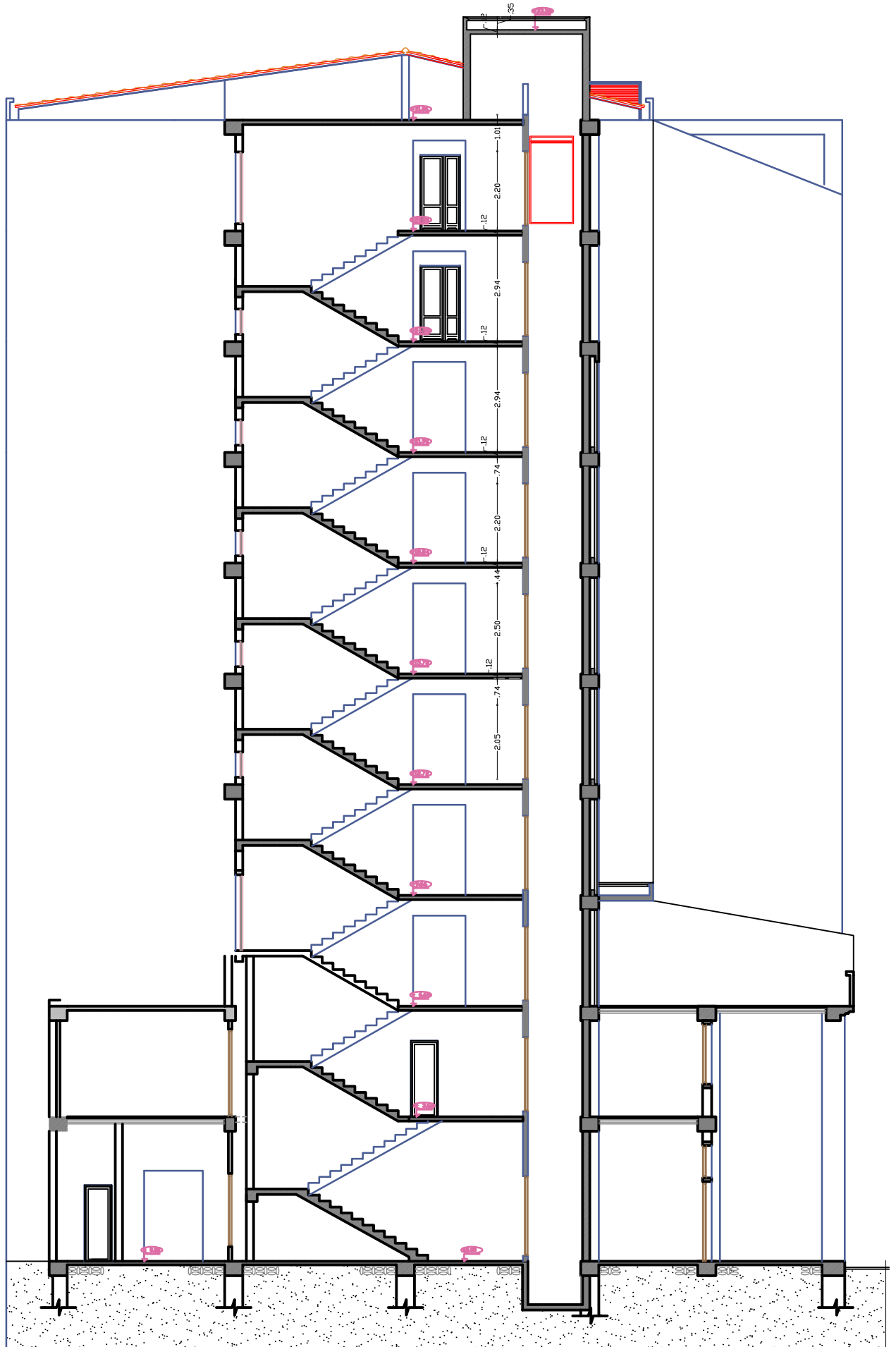
A REDOUANE et toute sa famille

Louiza

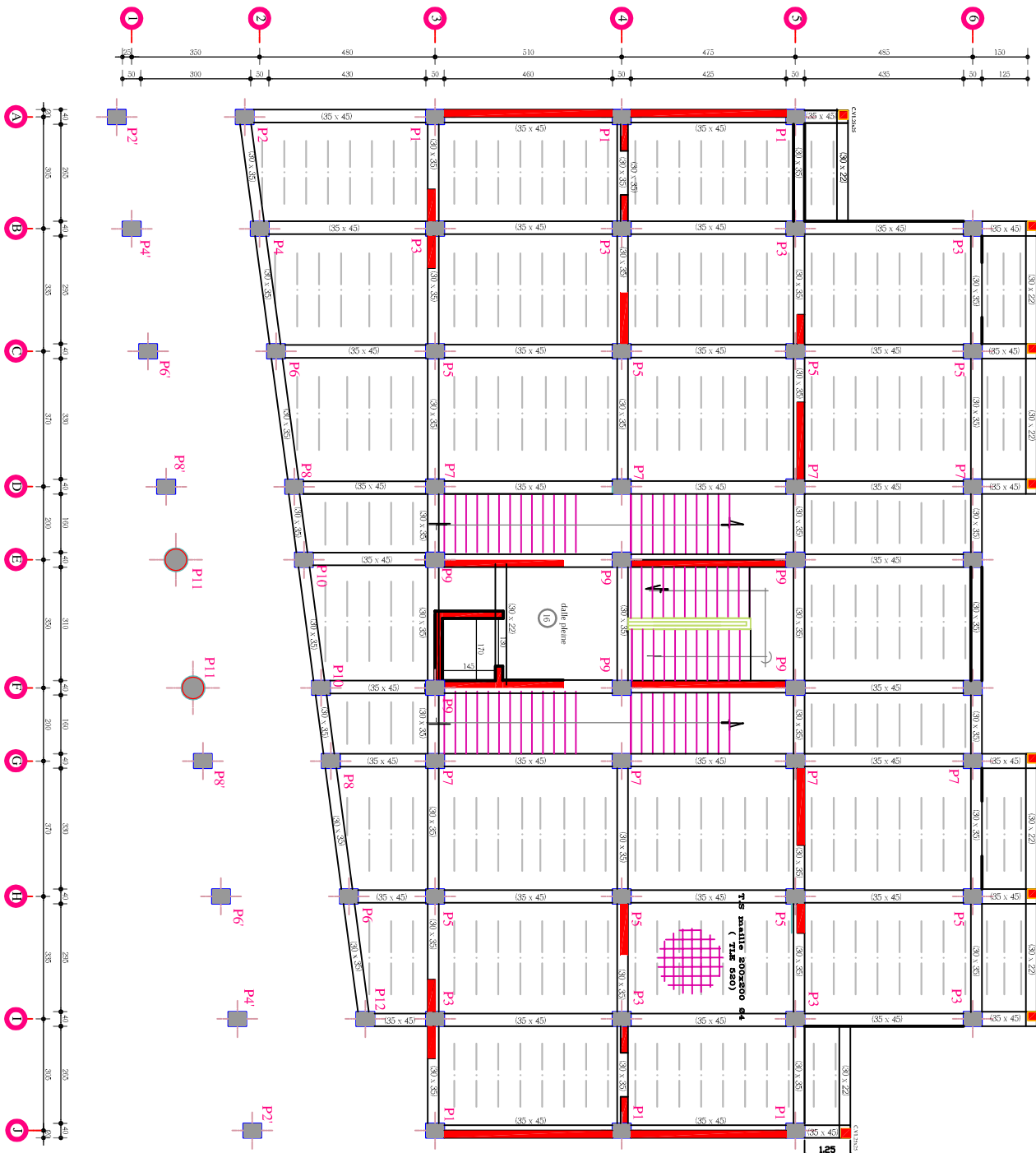


FACADE PRINCIPALE

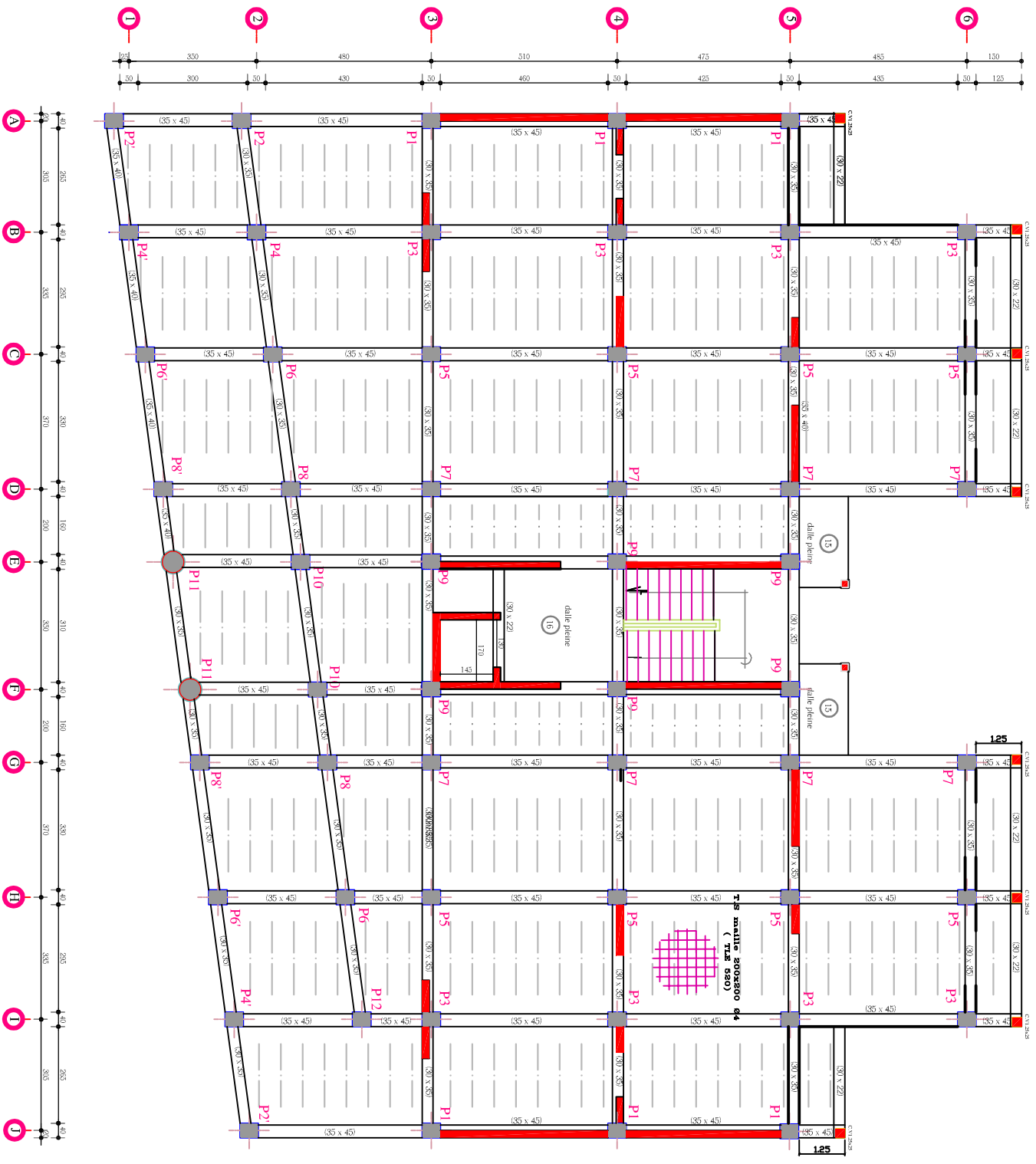
COUPE A-A



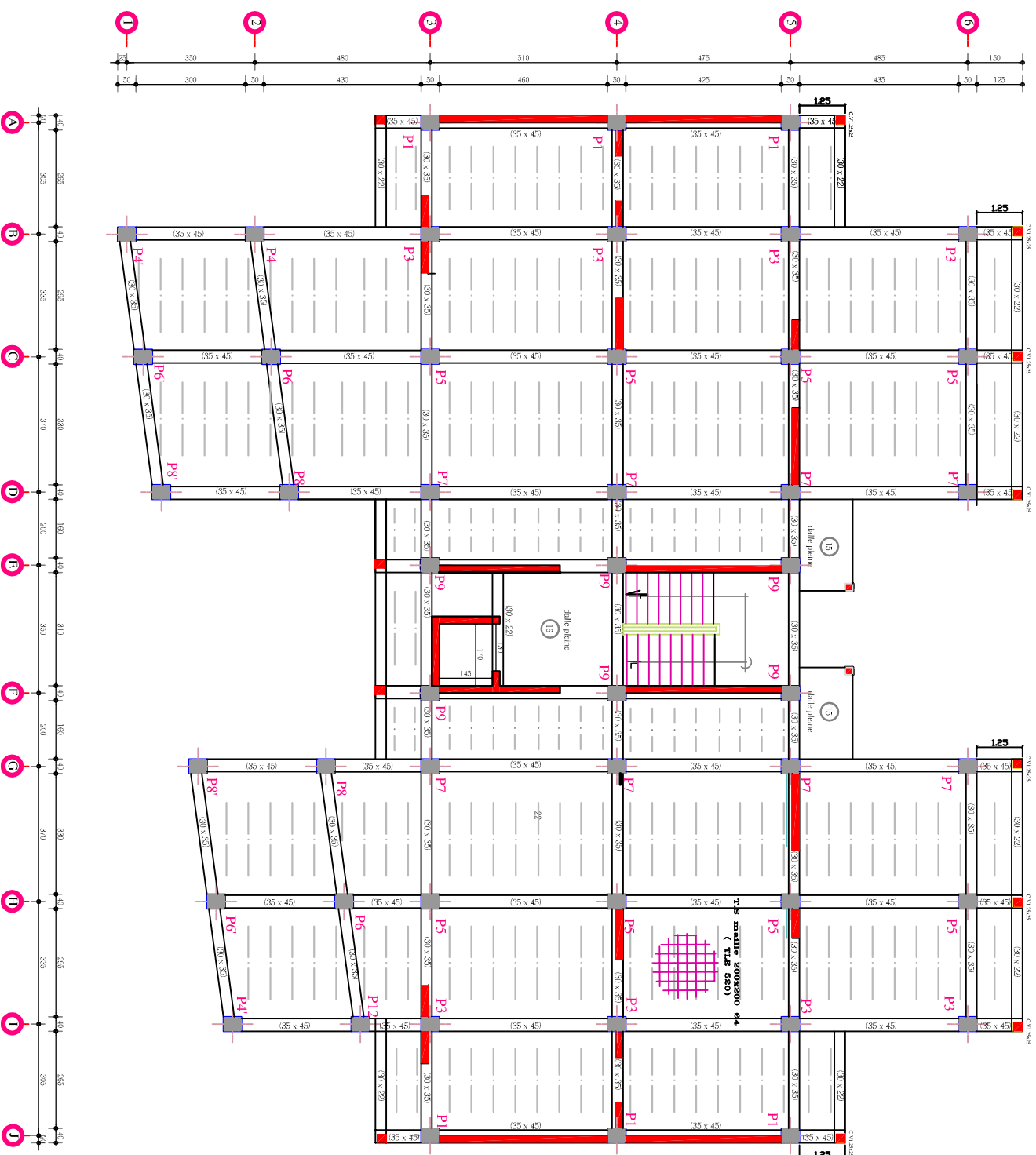
COFFRAGE PLANCHERS NIV +4.08



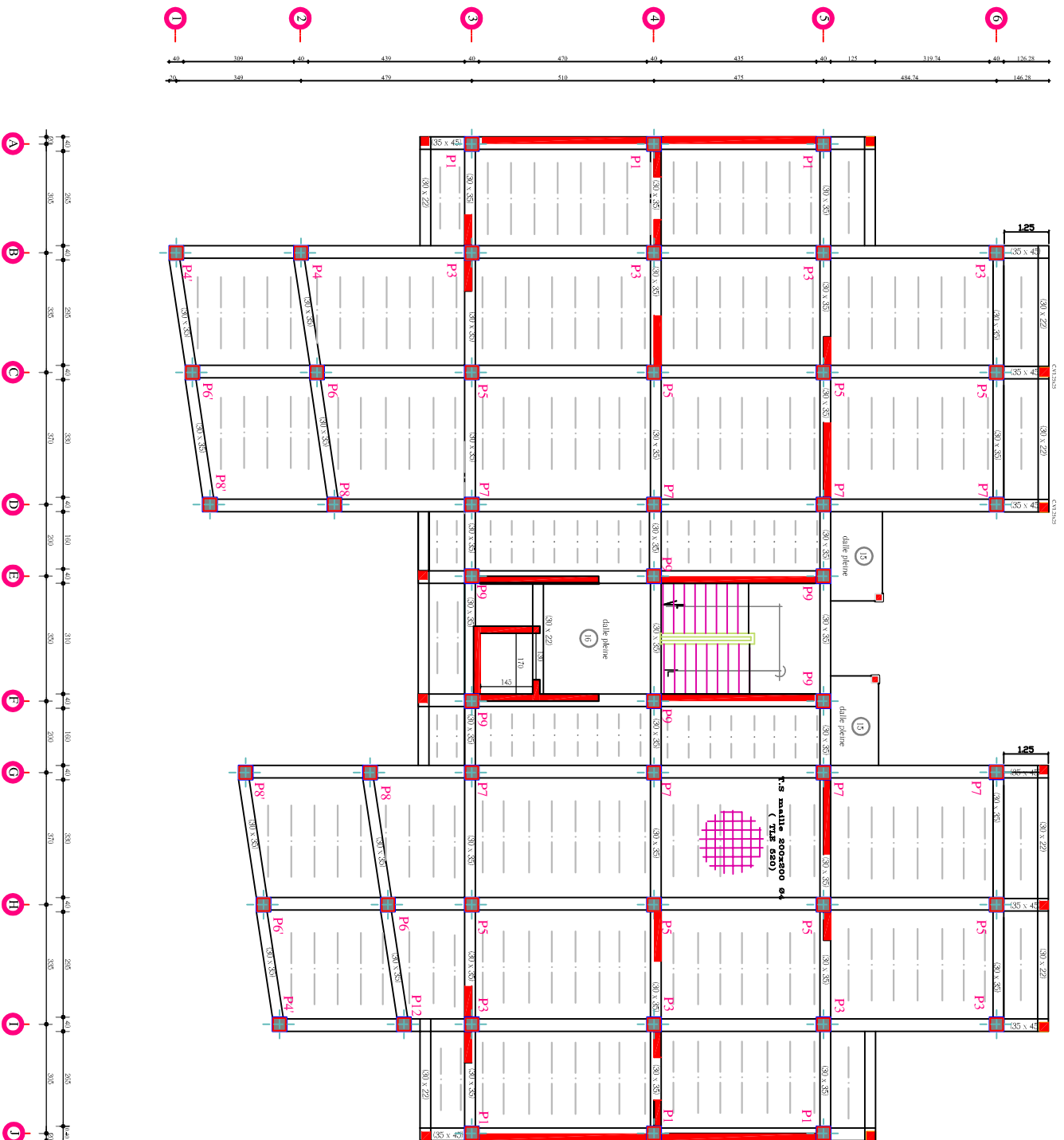
COFFRAGE PLANCHERS NIV +7.14



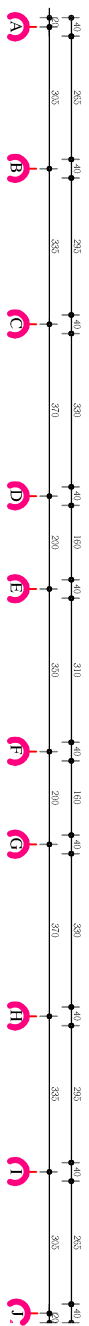
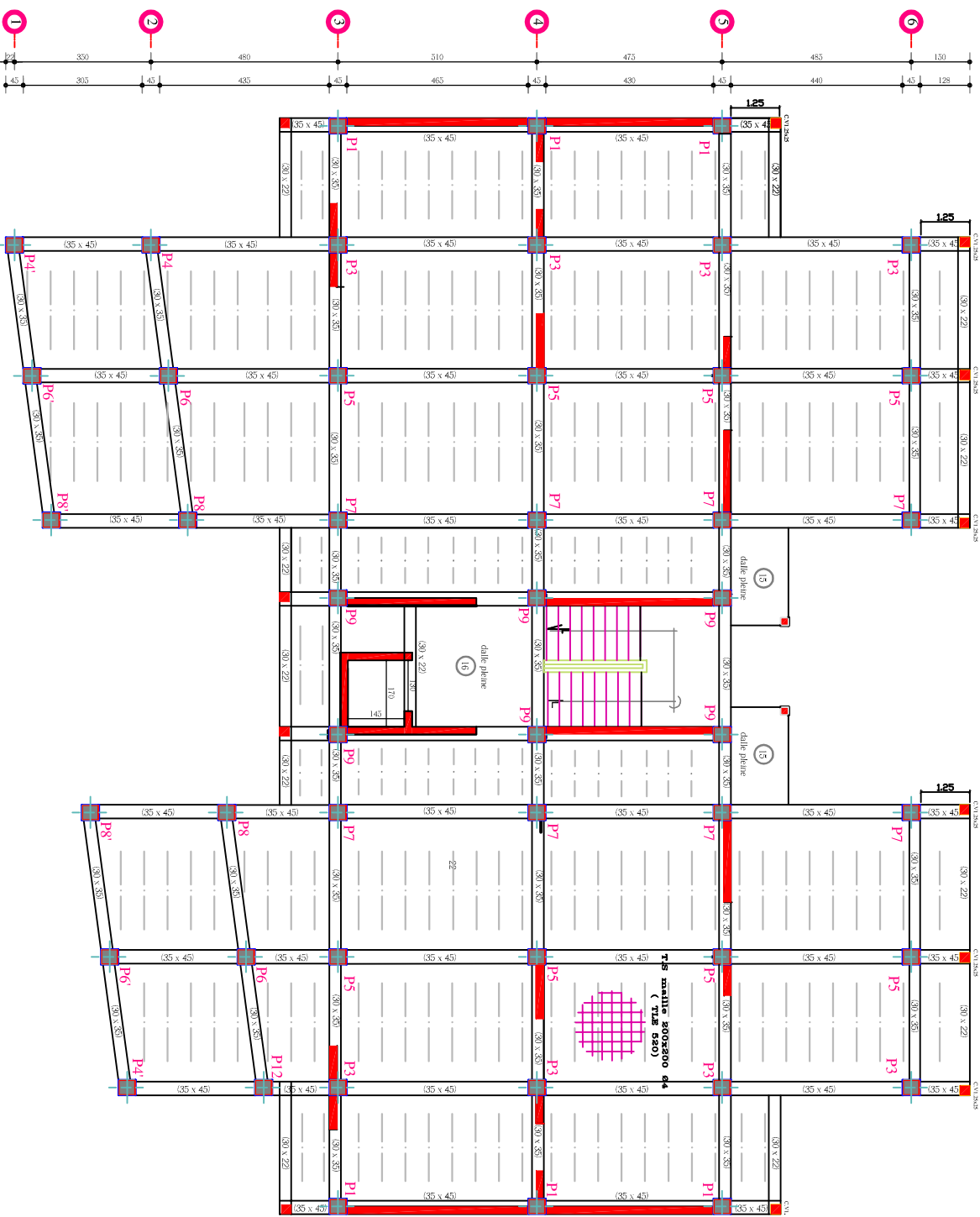
COFFRAGE PLANCHERS NIV +10.20 à +13.26



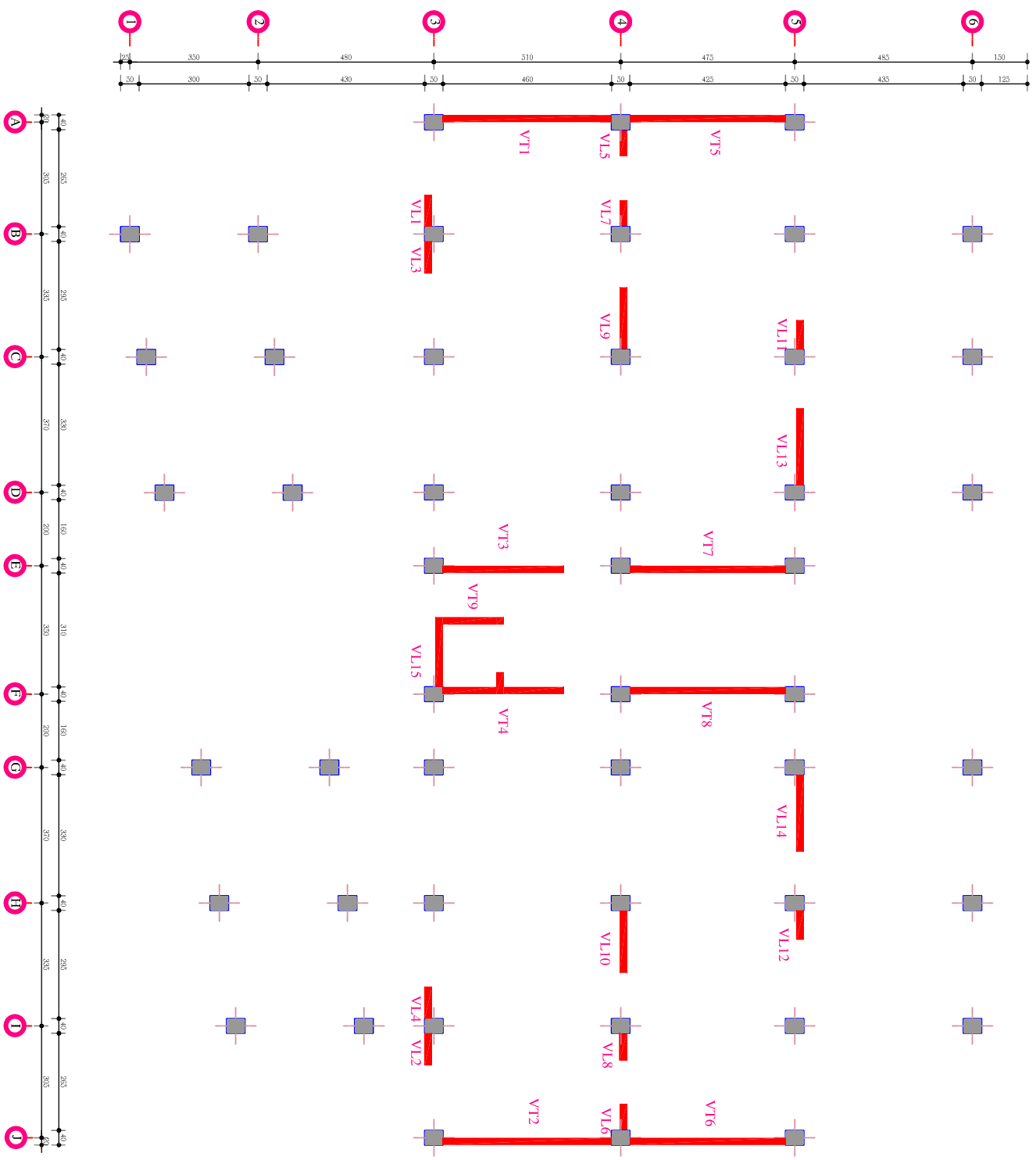
COFFRAGE PLANCHERS NIV +25.5 à +31.62



COFFRAGE PLANCHERS NIV +16.32 à +22.21



PLAN DISPOSITION DES VOILES



Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage	01
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	14
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....	32
➤ Acrotère.....	32
➤ Escalier.....	40
➤ Planche en corps creux.....	83
➤ Plancher en dalle pleine	99
➤ Balcon	105
➤ Poutre de chaînage	112
➤ Salle machine	120
➤ Charpente	128
Chapitre IV : Etudes de contreventement	139
Chapitre V : Modélisation et vérification de la structure	147
Chapitre VI : Ferrailage de la structure.....	170
➤ Ferrailage des poutres	170
➤ Ferrailage des poteaux	188
➤ Ferrailage des voiles	206
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	223

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

Le génie civil est un domaine très vaste et très riche, et il est en progression et en développement continu. On s'intéressera au domaine des constructions civiles et industrielles, plus particulièrement aux bâtiments.

Dans notre pays les catastrophes naturelles, le séisme en particulier, et l'expérience nous ont incités au développement des règles de construction appropriées à notre pays, et à être plus rigoureux par rapport à leur application et leur respect. Dans ce cadre les autorités concernées ont établies le RPA (Règlement Parasismique Algérien) et le dernier en date est le RPA99 (version 2003) au quel on se réfère et on suit ses préconisations dans toute études de construction en Algérie.

Notre étude est menée suivant les règles BAEL 91 modifié 99 et le RPA99 (version 2003) et les DTR algériens. Elle portera sur l'étude d'un bâtiment en (R+9) à usage multiple avec un contreventement mixte.

C'est l'occasion pour nous de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire.

CHAPITRE I

Présentation et description de l'ouvrage

Introduction :

Notre projet de fin d'études consiste en l'étude d'un ouvrage en béton armé, en se basant sur des différents règlements, notamment les documents techniques réglementaires (DTR) et les normes algériennes (NA), document techniques unifiés (DTU) en vigueur en Algérie.

L'ouvrage en question est un bâtiment (R+9) à usage multiple implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU dans une région dite TALA ALAAM qui est classée selon le RPA99/2003(règlement parasismique algérien) comme une zone de moyenne sismicité (ZONE IIa).

Selon le rapport géotechnique de sol, la construction sera fondée sur un sol ferme d'une contrainte admissible de 3 bars à une profondeur de 2m.

1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions en plan du bâtiment sont répertoriées comme suit :

- Longueur total : $L = 27.7 m$.
- Largeur total : $I = 24.3 m$.
- Hauteur du RDC : $h_{RDC} = 4.08 m$.
- Hauteur d'étage courant : $h = 3.06 m$.
- Hauteur total: $H = 31,62 m$.

2 Eléments de l'ouvrage :

Tous les bâtiments sont composés de deux parties différentes, une enterrée et l'autre hors terre, la partie enterrée est l'infrastructure de bâtiment ou souvent appelée fondations, alors que l'autre elle s'agit de la superstructure.

2.1 La superstructure :

C'est la partie du bâtiment qui se situe au-dessus de la terre, ces éléments sont comme suit :

2.1.1 Ossature :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude sera réalisé en ossature mixte composé de :

- ❖ Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide, et assurant les stabilités de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales et des charges verticales.
- ❖ Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales et éventuellement les charges horizontales.

2.1.2 Les planchers :

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre les différents niveaux ou étages d'une structure.

En plus de réaliser des surfaces horizontales propres à leur destination, les fonctions principales des planchers sont les suivantes :

- ❖ le report sur les éléments porteurs, de charges agissant sur eux :
 - charges réparties : poids propre du plancher, finition du sol, occupants, mobilier, plafonds, équipements suspendus;
 - charges ponctuelles : cloisons, équipement lourd ;
- ❖ la reprise de certains efforts horizontaux par tirants et chaînage (liaison des murs entre eux) ;
- ❖ l'isolation thermique pour les planchers en contact avec l'extérieur ou les espaces non-chauffés ;
- ❖ l'isolation acoustique aux bruits aériens et aux bruits d'impact.

2.1.3 Escaliers :

L'escalier est une construction architecturale, constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (*marches* et *paliers*) permettant, dans une construction, d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Notre bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier dans laquelle se trouve l'escalier à deux volées parallèles et à un palier intermédiaire à l'exception de niveau du rez-de-chaussée à qui on ajoute deux autres cages dans lesquelles se trouve à l'intérieur de chacune d'elles l'escalier à deux volées droites avec palier intermédiaire.

Notre bâtiment dispose d'une cage d'ascenseur réalisée en voile de béton armé.

2.1.4 Maçonnerie :

Les maçonneries sont constituées de murs simples et doubles cloisons :

- ❖ Pour les murs extérieurs sont constitués de doubles cloisons en briques creux d'épaisseur 15cm séparé par une lame d'air de 5cm.
- ❖ Pour les murs intérieurs sont constitués de cloison simple avec de la brique creuse de 10cm.

2.1.5 Revêtement :

Les revêtements seront constitué de :

- ❖ Carrelage pour les escaliers et les planchers.
- ❖ Mortier de ciment pour les murs de façades.
- ❖ Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.
- ❖ Céramique pour les salles d'eaux cuisines.

2.2 L'infrastructure :

L'infrastructure est la partie enterrée d'un ouvrage, elle contient les fondations :

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage, son étude nécessite :

- ❖ D'une part, l'examen de la capacité portante des terrains servant d'assise ;
- ❖ d'autre part, la détermination de la fondation proprement dite.

3 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en Béton Armé.

3.1 Le béton :

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange intime de ciment (en quantité minimale vu son coût), de granulats à 80% du volume tels que : sable et gravier, d'eau de gâchage et de faibles quantités d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement, un produit solide dont les propriétés mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches naturelles. Dans la mesure où le ciment est un liant hydraulique fabriqué essentiellement à partir de minéraux naturels, le béton peut être considéré comme une roche artificielle.

3.1.1 Constituant du béton :

3.1.1.1 Ciment :

Le ciment est un liant hydraulique qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine s'hydratant en présence d'eau. Il forme une pâte faisant prise qui durcit progressivement à l'air ou dans l'eau. C'est le constituant fondamental du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

On distingue différents types de ciment et différentes classe de résistance :

Norme EN 196-1				
Résistance minimal	Normal (N)		Rapide (R)	
	A 2 jours	A 28 jours	A 2 jours	A 28 jours
Classe 32,5	/	32,5	≥10	32,5
Classe 42,5	≥10	42,5	≥20	42,5
Classe 52,5	≥20	52,5	≥30	52,5

Tableau I.1 : définition des différentes classes de résistance des ciments.

Types	Définitions
CEM I	Ciment portland
CEM II	Ciment portland composé (au laitier, fumé de silice, pouzzolane, cendre volantes, schiste calcinés, calcaire)
CEM III	Ciment de haut fourneau
CEM IV	Ciment pouzzolanique
CEM V	Ciment composé (laitier, cendre)

Tableau I.2 : Définition des différents types de ciment.

3.1.1.2 Granulat :

Les granulats (sables, gravillons et cailloux) constituent le squelette du béton. Ils doivent être chimiquement inertes vis-à-vis du ciment, de l'eau et de l'air. Les formations géologiques à partir desquelles il est possible de produire des granulats à béton peuvent être d'origine détritique (essentiellement alluvionnaire), sédimentaire, métamorphique ou éruptive. Selon leur origine, on distingue les granulats roulés, extraits de ballastières naturelles ou dragués en rivière ou en mer, et concassés, obtenus à partir de roches exploitées en carrière.

Les granulats sont classés selon les dimensions des grains qui les constituent. La courbe granulométrique représente la distribution, en pourcentage, des poids des matériaux passant dans des tamis et passoirs de dimensions normalisées.

Tableaux de classement des granulats :

appellation	sable	gravillons	cailloux et pierre cassées
catégories suivant les grosseurs de granulats en mm	fin : 0,08 à 0,315	Petits : 5 à 8	petits : 20 à 31,5
	moyenne : 0,315 à 1,25	moyenne : 8 à 12,5	moyens : 31,5 à 50
	gros : 1,25 à 5	gros : 12,5 à 20	gros : 50 à 80

Tableau I.3 : Classement des granulats

3.1.1.3 Eau de gâchage :

De façon générale, l'eau de gâchage doit avoir les propriétés de l'eau potable. Il est exclu d'employer de l'eau de mer, qui contient environ 30 g/l de chlorure de sodium, pour la fabrication de bétons armés ou précontraints.

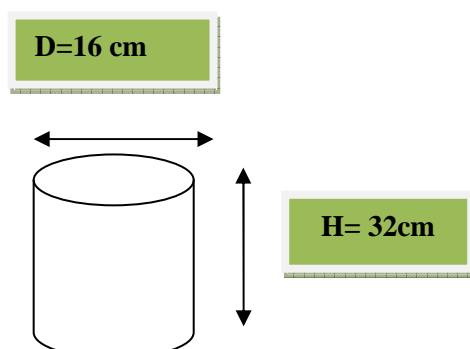
3.1.1.4 Adjuvant :

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités (en général moins de 3 % du poids de ciment, donc moins de 0,4 % du poids du béton) afin d'en améliorer certaines propriétés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton. Les principaux adjuvants sont:

- *Les plastifiants et les fluidifiants réducteurs d'eau ;*
- *Les retardateurs de prise du ciment ;*
- *Les accélérateurs de prise et de durcissement ;*
- *Les entraîneurs d'air.*

3.1.2 Résistance à la compression du béton (BAEL Art A.2.1,1) :

Le béton présente une relative bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de la composition. En général, les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, appelées 16X32, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (Aire de 200 cm²).



Cette résistance notée f_{cj} (en Mpa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à la rupture, f_{cj} est le résultat d'un calcul probabiliste qui accepte le risque que dans 5% ou 10% des cas la valeur réelle de résistance du béton soit inférieure (cas défavorable) à f_{cj} retenue.

Le durcissement du béton étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante :

$$f_{cj} = \frac{\sigma_j}{1.15}$$

Où σ_j est la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés.

Pour l'établissement des projets, dans le cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. Lorsque $j < 28$, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa.}$$

La valeur de f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} pour $j > 28$ jours lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections ; cependant, pour l'évaluation des déformations, il convient de tenir compte des valeurs probables des caractéristiques du béton au-delà de 28 jours : on peut alors admettre que, pour les grandes valeurs de j , on a sensiblement $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} ne dépasse pas 40 Mpa ; sinon, on peut évaluer f_{cj} par la première des formules ci-dessus pour

$28 \leq j < 60$ jours et prendre $f_{c28} = 1.1 f_{c28}$ pour $j \geq 60$.

La figure suivante donne l'allure de la variation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton :

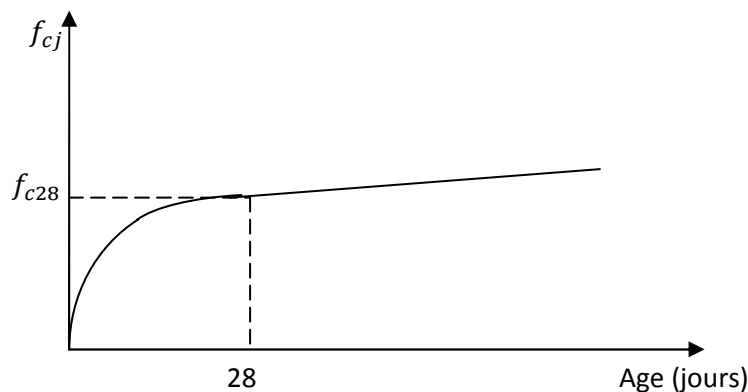


Figure I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

3.1.3 La résistance caractéristique à la traction du béton (BAEL Art A.2.1,12) :

Le comportement du béton en traction est de type élastique fragile : la résistance en traction du matériau est de l'ordre de 10 fois inférieure à sa résistance en compression.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Dans la plupart des calculs réglementaires des pièces soumises à des contraintes normales, la résistance mécanique du béton tendu sera négligée.

3.1.4 Contraintes limites du béton :

3.1.4.1 Les états limites :

Nous avons vu en technologie, que nous pouvons analyser une construction en termes de fonctions : résister, porter, transmettre... Cela implique des conditions: stabilité, durabilité, déformations admissibles.

Un état limite est un état qui satisfait strictement ces conditions sous l'effet des charges appliquées sur une construction ou un de ces éléments. L'article A.1.2 du BAEL91 précise :

« Qu'un ÉTAT LIMITE est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. »

Nous distinguons 2 états limites :

A L'état limite ultime (ELU) :

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

On distingue:

- ❖ **L'état limite ultime d'équilibre statique** qui concerne la stabilité de l'ouvrage : par exemple, un mur de soutènement ne doit ni basculer ni glisser sous l'ensemble des charges qui s'exerce sur lui : poussée des terres, poids de l'ouvrage, frottement sur la base de la semelle, etc. ;
- ❖ **L'état limite ultime de résistance**, qui le premier vient à l'esprit, et concerne la non rupture de l'ouvrage : le mur de soutènement précédent ayant été calculé pour que sa stabilité soit assurée, il ne doit pas se rompre sous l'effet des efforts qui lui sont appliqués ; cela conduira par exemple à déterminer les quantités d'armatures en acier à placer dans le volume de béton ;
- ❖ **L'état limite ultime de stabilité de forme** qui concerne l'instabilité élastique due au flambement pour les pièces élancées: Il est alors nécessaire de procéder à des vérifications particulières.

B L'état limite de service (ELS) :

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

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

- ❖ **la limite d'ouverture des fissures** : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages ;
- ❖ **la limitation de la compression du béton** : des désordres graves peuvent apparaître dans les éléments ;
- ❖ **la limite de déformation** : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

3.1.4.2 Contrainte limite du béton à la compression :**A État limite ultime (ELU) :**

La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation comprise entre 2‰ et 3,5‰ est :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} [\text{MPa}] \quad \dots \text{ (BAEL Art. A. 4. 3, 41)}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,5$ en situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

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

$\theta = 1$ $t > 24\text{h}$

$\theta = 0,9$ $1\text{h} \leq t \leq 24\text{h}$

$\theta = 0,85$ $t \leq 1\text{h}$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considéré

À $j=28$ jours en situation courante :

$$f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85(25)}{1(1,5)} = 14,2\text{MPa}.$$

➤ **Diagramme contrainte-déformation à l'ELU (BAEL Art 4.3.41) :**

C'est le diagramme de calcul dit **parabole-rectangle** qui peut être utilisé dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance (ELU)

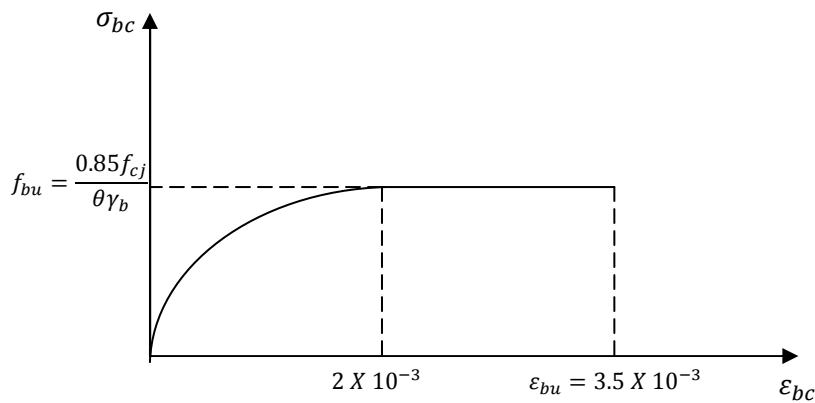


Figure I.2 : diagramme contrainte-déformation du béton aux ELU

σbc: contrainte de compression du béton
f_{bu}: résistance conventionnelle ultime à la compression
εbc: déformation du béton en compression

B Etat limite de service (ELS) :

La contrainte

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

σ_{bc} = 0,6 . f_{c28}..... (Art 4.5 .2 BAEL 91 modifiées en 99) .

A 28 jours on a : **σ_{bc} = 0,6 . 25 = 15 MPa.**

La limitation de la compression du béton correspond à un état-limite de formation de fissures parallèles à la direction des contraintes de compression. Cette règle est susceptible d'être prépondérante pour les sections rectangulaire fléchies, surtout si elles comportent des pourcentages d'armatures élevés (à titre indicatif : A_s / bd = 0,015).

➤ **Diagramme de contrainte –déformation (en compression) :**

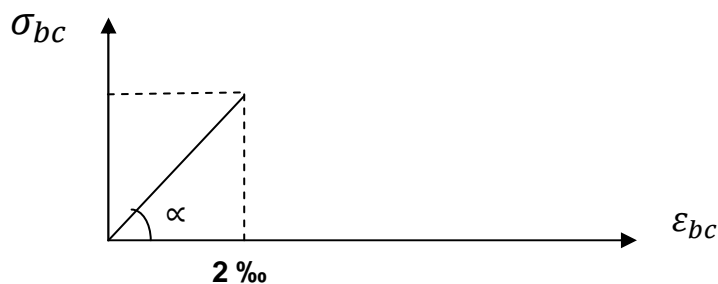


Fig I-3 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton à l'ELS.

3.1.5 Modules de déformations du béton :

3.1.5.1 Module de déformation longitudinale :

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 :

A Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)} \quad (\text{Art A.2.1, 21/ BAEL91 modifié 99}).$$

B Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application, les effets du fluage du béton rajoutent une déformation complémentaire du double de la déformation instantanée du béton. La déformation totale sera donc triple. En exprimant les résistances en MPa, le module de déformation longitudinale différé du béton E_{vj} est égal :

$$E_{vj} = 13700 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)} \quad (\text{Art A.2.1, 22/ BAEL91 modifié 99}).$$

(Le fluage du béton constitue un phénomène de déformation différée sous charges de longues durées d'application).

3.1.5.2 Module de déformation transversal :

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

Avec : E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

3.1.5.3 Coefficient de poisson ν : (Art A.2. 1, 3/ BAEL91 modifié 99).

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale à :

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton non fissuré.

3.2 L'acier :

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés en BA sont les aciers de nuance douce (0,15 à 0,25 % de carbone) et les aciers de nuance mi-dure et dure (0,25 à 0,40 %) de carbone).

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal

3.2.1 Différents types d'aciers :

On utilise pour le béton armé, les ronds lisses, les armatures à haute adhérence et les treillis soudés. On considèrera pour l'acier, un poids volumique de 78,5kN/m³. Ils sont définis par leur diamètre nominal qui est le diamètre d'un cylindre de révolution ayant même masse que la barre par mètre linéaire. Sa section nominale est l'aire du cercle de diamètre nominal. On remarquera que, si pour les ronds lisses, le diamètre nominal et le diamètre réel sont égaux, il n'en est pas de même pour les armatures à haute adhérence. Les diamètres nominaux sont des diamètres normalisés.

3.2.1.1 Les ronds lisses : Symbole : RL

Ce sont des aciers doux, laminés à chaud et de surface lisse, ne présentant aucune aspérité.

Les nuances utilisées sont les Fe E 215 et Fe E 235.

3.2.1.2 Les armatures à hautes adhérence : symbole HA

Ils sont obtenus par laminage à chaud d'un acier naturellement dur, soit dont les caractéristiques mécaniques sont dues à une composition chimique appropriée. On n'utilise plus, en béton armé, des aciers obtenus par laminage suivi d'un écrouissage.

Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses suivant les marques commerciales, de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton. Ces aciers existent dans les nuances Fe E 400 et Fe E 500.

3.2.1.3 Les treillis soudés : Symbole TS

Si les autres types d'acier se présentent en barres, ces derniers sont soit en rouleaux, soit en panneaux et de dimensions normalisées. Leur largeur standard est de 2,40m. La longueur des rouleaux est de 50m et celle des panneaux est de 4,80m ou 6m.

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs croisements. On distingue les treillis soudés à fils tréfilés lisses dits TSL des treillis soudés à fils à haute adhérence dits TSHA (NF A 35-022). Les différents types d'aciers utilisés en BA ainsi que leurs principales caractéristiques sont regroupés dans le tableau suivant :

Types d'aciers	Désignation	Limite élastique f_e (MPa)	Résistance à la rupture f_r (MPa)	Allong ^t à la rupture (%)	Coeff de scellement Ψ_s	Coeff de fissuration η	Diamètres courants (mm)
Aciers ronds lisses Symbole Φ (NF A 35015)	Fe E 215	215	≥ 330	22	1	1	6 8
	Fe E 235	235	≥ 410	22	1	1	10 12
Armatures à haute adhérence Symbole HA NF A 35016	Fe E 400	400	480	14	1,5	1,6	6, 8, 10, 12, 14, 16,
	Fe E 500	500	550	12	1,5	1,6	20, 25, 32, 40
Treillis soudés lisses Symbole TSL		500	550	8	1	1	3,5 à 9mm avec un pas de 0,5mm
Treillis soudés haute adhérence Symb.TSHA		500	550	8	1,5	$\Phi < 6\text{mm}$ 1,3 $\Phi \geq 6\text{mm}$ 1,6	3,5 à 12mm pas 0,5mm 14 et 16mm commande

3.2.2 Contraintes admissibles de l'acier :

3.2.2.1 Contrainte limite de calcul (ELU) :

Dans le calcul des éléments d'une structure en BA à l'état limite ultime, la contrainte limite de l'acier à utiliser est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \dots\dots\dots \text{Situation courante.} \\ \gamma_s = 1 \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

f_e : limite élastique exprimée en Mpa.

3.2.2.2 Contrainte limite de service (ELS) :

En état limite de service, les vérifications à effectuer pour les aciers portent sur l'état limite d'ouverture des fissures. D'après le BAEL article A.4.5.31, l'appréciation du degré de nocivité de l'ouverture des fissures dépend de l'environnement (agressif ou non), de la nature de la structure, de l'utilisation de l'ouvrage, de la limite élastique des aciers utilisés et de l'expérience sur des ouvrages analogues. Il appartient au maître d'œuvre de juger de ce degré de nocivité.

on distingue trois cas de fissurations :

A Fissuration peu préjudiciable :

Dans la plupart des cas où les ouvrages sont de forme simple, en milieu peu agressif et dont les calculs prennent en compte une valeur de limite élastique au plus égale à la valeur la plus courante 400 MPa. Dans ce cas aucune vérification particulière n'est demandée.

B Fissuration préjudiciable :

La fissuration est considérée comme préjudiciable en milieu moyennement agressif, avec des ouvrages minces (treillis), ou de nombreuses surfaces de reprise, ou encore des pièces soumises à traction peu excentrée (tirants).

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures doit vérifier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ (BAEL ArtA. 4. 5, 33)} \right\}.$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration qui est égale à ;

1 pour les RL et les TSL ;

1,6 pour les HA et les TSHA de $\phi_{ext} \geq 6$ mm ;

1,3 pour les TSHA de $\phi_{ext} < 6$ mm.

f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

C Fissuration très préjudiciable :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en mis en œuvre sont exposés à un milieu fortement agressif (eau de mer, atmosphère marine telle que embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures doit vérifier :

$$\sigma_{st} \leq 0,8 \bar{\sigma}_{st}$$

➤ **Diagramme contrainte-déformation de l'acier (BAEL Art A.2.2.2) :**

Comme pour le béton, on distingue le diagramme contrainte - déformation réel du diagramme conventionnel de calcul à l'ELU qui sera utilisé pour le dimensionnement des éléments de béton armé.

Le diagramme déformations (ϵ_s) – contrainte (σ_s) à considérer, est conventionnellement défini par ci-dessous.

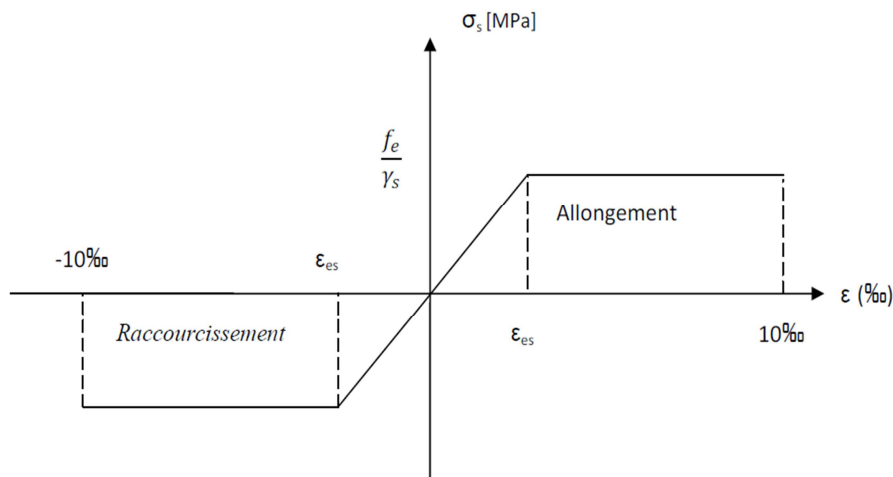


Fig I.4 : diagramme contrainte-déformation conventionnel de calcul de l'acier.

3.2.2.3 Module de déformation longitudinal :

Le module d'élasticité longitudinal E_s de l'acier est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à : $E_s = 200\ 000\ \text{Mpa}$.

3.2.3 Protection des armatures :

L'**enrobage** de toute armature (qu'il s'agisse d'une armature longitudinale, d'une armature transversale ou même d'une armature secondaire non calculée), défini comme la distance de l'axe de cette armature au parement le plus voisin, diminuée du rayon nominal de celle-ci, est au moins égal à :

- **5 cm** pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives (cas de certaines constructions industrielles) ;

- **3 cm** pour les parois, coffrées ou non, soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou exposées aux intempéries ou à des condensations ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (voir remarques ci-après) ;
- **1 cm** pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, et non exposées aux condensations (par exemple, planchers intérieurs de logements ou bureaux).

La valeur de 5 cm peut être réduite à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton sont convenablement protégés par un procédé à l'efficacité démontrée. La valeur de 3 cm peut être réduite à 2 cm lorsque la résistance caractéristique du béton à la compression est au moins égale à 40 MPa.

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments

Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les voiles, les poutres (principales et secondaires), et enfin les poteaux.

Ce pré-dimensionnement, permet d'avoir l'ordre de grandeur des éléments constituant l'ouvrage. Pour cela on se réfère aux règles fixées par le BAEL91 modifié 99, CBA93 et RPA version 2003.

1 Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils s'appuient sur les éléments porteurs. Leurs fonctions principales est :

- limiter les différents étages.
- Transmettre les charges verticales et horizontales aux éléments porteurs.
- L'isolation thermique et phonique.

Dans notre bâtiment, on distingue deux types de planchers :

1.1 Plancher à corps creux :

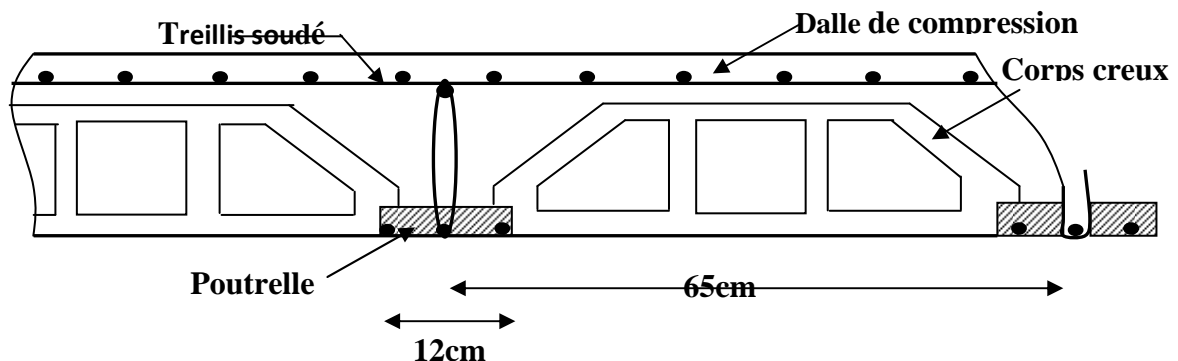


Figure II-1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

Ces planchers sont constitués de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées selon la plus petite portée, et d'une dalle de compression coulée sur place. Sa hauteur totale est déterminée par la condition de flèche décrite par la formule empirique suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

h_t : L'épaisseur totale du plancher ;

L_{max} : La portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L_{max} = 370 - 25 = 345 \text{ Cm.}$$

$$H_t \geq \frac{345}{22,5} = 15,33 \text{ Cm.}$$

$$H_t \geq 15,33 \text{ Cm.}$$

On prend $H_t = 20 \text{ Cm.}$

- Epaisseur du corps creux : 16 Cm.
- Epaisseur de la dalle de compression : 4 Cm.

1.2 Dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles sont réalisées en béton armé coulé sur place. Elles sont dimensionnées de façon à satisfaire aux conditions d'utilisations et de vérification de résistance vis-à-vis de la flexion.

On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

❖ Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ Cm}$ pour une heure de feu ;
- $e = 11 \text{ Cm}$ pour deux heures de feu ;
- $e = 17,5 \text{ Cm}$ pour quatre heures de feu.

D'après l'article G-R-8 du règlement de la protection civil, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres, planchers...) soit au moins de deux heures.

On prend $e = 11 \text{ Cm.}$

❖ Isolation acoustique :

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

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieure à 350 Kg/m^2 .

$$M_p = \rho_{\text{Béton}} \times e.$$

Avec :

$\rho_{\text{Béton}}$: Poids volumique du béton armé ;
 e : Épaisseur du plancher.

$$\rho_{\text{Béton}} \times e \geq 350 \quad [\text{Kg/m}^2].$$

$$e \geq \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ Cm.}$$

Soit $e = 14 \text{ Cm.}$

❖ **Résistance à la flexion :**

Dans le présent projet, le panneau à étudier est considéré comme panneau rectangulaire continu :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.5}{5.1} = 0.68$$

$$0.4 < \rho_x = 0.68 < 1$$

Le panneau est porteur dans les deux sens, est l'épaisseur sera calculer comme suit :

$$h_t \geq \frac{l_x}{40} = \frac{350}{40} = 8.75 \text{ cm}$$

Conclusion : on opte pour $h_t = 16 \text{ cm}$

2 Les voiles:

Les voiles sont des éléments de contreventement constitués par une série de murs porteurs pleins, leur dimensionnement est effectué suivant les règles parasismiques Algériennes (ART 7.7.1/ RPA99 version 2003).

L'épaisseur minimale d'un voile est de 15 Cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidités comme indiqué ci-dessous :

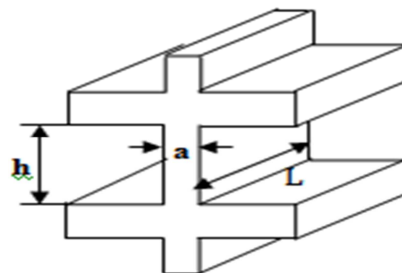


Figure II-2 : Coupe de voile en élévation.

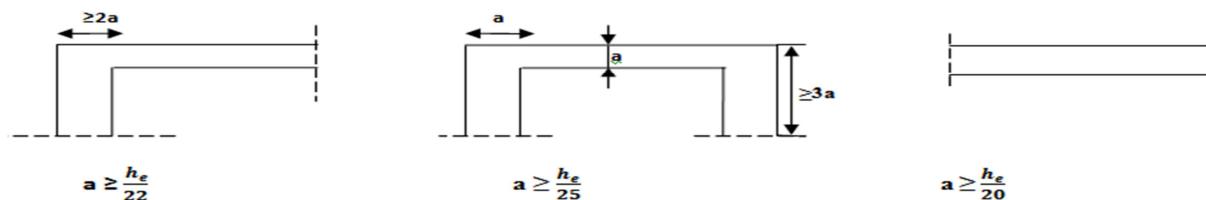


Figure II-3 : Coupes de voiles en plan.

Dans notre cas, la condition à vérifiée est :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Avec:} \quad h_e = 408 - e_{\text{plancher}} = 408 - 20 = 388 \text{ Cm.}$$

$$a \geq \frac{388}{20} = 19,4 \text{ Cm.}$$

On prend $a = 20 \text{ Cm.}$

Après avoir déterminé l'épaisseur de voile, on doit vérifier la condition suivante :

$$l \geq 4a \quad \text{Avec } l : \text{ La largeur minimale de voile.}$$

$$\text{On a } 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ Cm.}$$

La largeur minimale que peut avoir notre voile est de $l = 80 \text{ Cm.}$

3 Les poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires verticaux destinées à supporter et transmettre les charges d'une portée de l'ouvrage aux éléments horizontaux, ses dimensions sont comme suit :

- La hauteur (h) : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$
- La largeur (b) : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

Avec L : La portée libre max entre nus d'appuis.

On distingue :

3.1 Poutres principales :

Les poutres principales servent comme appuis aux poutrelles, elles sont pré-dimensionner comme suit :

3.1.1 La hauteur h_t :

$$\text{On à : } L = 510 - 25 = 485 \text{ Cm.}$$

$$\frac{485}{15} \leq h_t \leq \frac{485}{10} ;$$

$$32,33 \leq h_t \leq 48,5 \text{ Cm.}$$

Soit $h_t = 45 \text{ Cm.}$

3.1.2 La largeur b :

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45.$$

$$18 \leq b \leq 31,5 \text{ Cm.}$$

Soit $b = 35 \text{ Cm}$.

3.2 Poutres secondaires :

Les poutres secondaires assurent le chaînage, elles sont pré-dimensionner comme suit :

3.2.1 La hauteur h_t :

On à : $L = 370 - 25 = 345 \text{ Cm}$.

$$\frac{345}{15} \leq h_t \leq \frac{345}{10};$$

$$23 \leq h_t \leq 34,5 \text{ Cm}.$$

Soit $h_t = 35 \text{ Cm}$.

3.2.2 La largeur b :

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35.$$

$$14 \leq b \leq 24,5 \text{ Cm}.$$

Soit $b = 30 \text{ Cm}$.

3.3 Vérification relative aux exigences de RPA :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20 \text{ Cm}$;
- $h \geq 30 \text{ Cm}$;
- $h/b \leq 4$.

3.3.1 Vérification des poutres principales :

- $b = 35 > 20 \text{ Cm}$condition vérifiée.
- $h = 45 > 30 \text{ Cm}$condition vérifiée.
- $h/b = 1,28 < 4$condition vérifiée

3.3.2 Vérification des poutres secondaires :

- $b = 30 > 20 \text{ Cm}$condition vérifiée.
- $h = 35 \geq 30 \text{ Cm}$condition vérifiée.
- $h/b = 1,16 < 4$condition vérifiée.

Conclusion :

Les sections à adoptées pour les poutres sont :

- Poutre principale : $S = (45 \times 35)$;
- Poutres secondaire : $S = (35 \times 30)$.

4 Les poteaux :

Les poteaux seront pré-dimensionnés à L'ELS en considérant un effort de compression axial $\langle\langle N \rangle\rangle$ qui est repris uniquement par la section du béton. La section transversale des poteaux est donnée par :

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec :

- ❖ N : effort de compression revenant au poteau ;

$$N = G + Q$$

- ❖ $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible du béton à la compression ;

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

- ❖ S : section transversale du poteau ;

➤ Poteaux rectangulaires : $S = b \times h$.

➤ Poteaux circulaires : $s = \pi R^2$.

L'effort normal $\langle\langle N \rangle\rangle$ sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. On détermine d'abord les charges et les surcharges du bâtiment.

4.1 Détermination des charges et surcharges :

4.1.1 Les charges permanentes :

4.1.1.1 La toiture :

La toiture est composée de deux versants, l'un est incliné de l'angle $\alpha_1 = 24^\circ$ et l'autre de l'angle $\alpha_2 = 15^\circ$.

N°	Désignation	Poids volumique [KN/m ³]	Epaisseur [m]	Charges G _i [KN/m ²]
1	Tuiles mécaniques à emboîtement (Liteaux compris)	/	/	0,45
2	Pannes	/	/	0,1
3	Chevrons	/	/	0,02
	Mur pignon	/	/	0,9
				G_T = 1,47KN/m²

Tableau II-1 : Charges permanentes de la toiture

4.1.1.2 Plancher terrasse :

N°	Désignation	Poids volumique [KN/m ³]	Epaisseur [m]	Charges G _i [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
4	Béton en forme de pente	22	0,07	1,54
5	Isolation liège	4	0,04	0,16
6	Feuilles de polyânes	10	0,001	0,01
7	Plancher à corps creux (16+4)	14	0,20	2,80
8	Enduit sous plafond	10	0,02	0,20
				G_T = 5,67KN/m²

Tableau II-2 : charges permanentes de la terrasse (accessible)

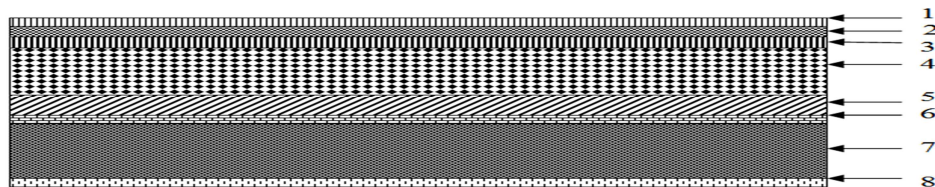


Figure II-4 : Coupe transversale du plancher terrasse.

4.1.1.3 Plancher d'étages courants (plancher à corps creux) :

N	Eléments	Poids volumiques (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Couche de sable	18	0.03	0.54
4	Plancher en corps creux (16+4)	14	0.20	2.80
5	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
6	Maçonnerie en brique creuse	9	0.10	0.90
				G_T = 5,28KN/m²

Tableau II-3 : Charges permanentes revenant au plancher d'étage courant.

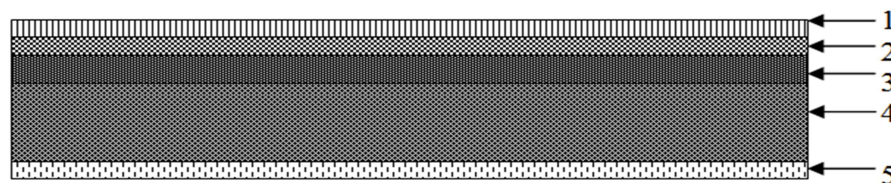


Figure II-5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant.

4.1.1.4 Balcon (dalle pleine) :

N	Eléments	Poids volumiques (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Couche de sable	18	0.03	0.54
4	Dalle pleine en béton armé	25	0.16	4,00
5	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
				G_T = 5,58KN/m²

Tableau II-4 : Charges permanentes revenant au plancher dalle pleine.

4.1.1.5 Maçonnerie :

A. Murs extérieurs :

N	Eléments	Poids volumiques (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
2	Briques creuses	/	0.15	1,30
3	Lame d'air	/	0.05	/
4	Briques creuses	/	0.20	1,30
5	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
				G_T = 3,16KN/m²

Tableau II-5 : charges permanentes du mur extérieur.

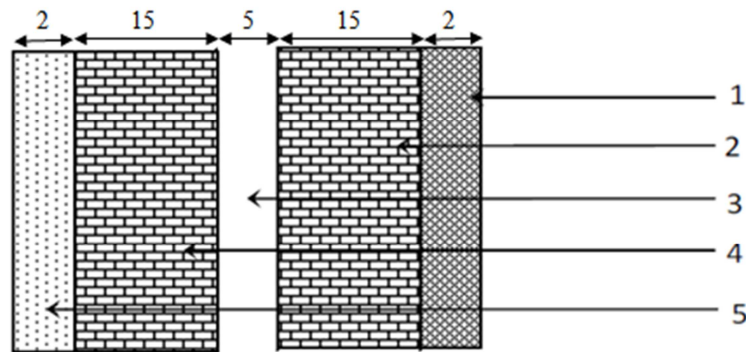


Figure II-6 : Coupe transversale du mur extérieur.

B. Murs intérieurs :

N	Eléments	Poids volumiques (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
2	Briques creuses	/	0.10	0,90
3	Enduit de plâtre	10	0.02	0,20
				G_T = 1,3KN/m²

Tableau II-6 : Charges permanentes d'un mur intérieur.

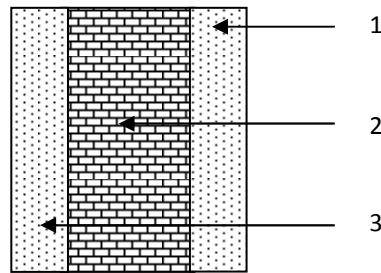


Figure II-7 : Coupe transversale d'un mur intérieur.

C. Murs de séparation entre deux logements :

N	Eléments	Poids volumiques (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
2	Briques creuses	/	0.10	0,90
3	Lame d'aire	/	0.05	/
4	Briques creuses	/	0.10	0,90
5	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
				G_T = 2,2KN/m²

Tableau II-7 : Charges permanentes d'un mur de séparation.

4.1.2 Les charges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitations données par le DTR sont :

- ❖ Toiture..... **Q = 1,00 KN/m².**
- ❖ Plancher à usage d'habitation.....**Q = 1,50 KN/m².**
- ❖ Plancher à usage de bureau.....**Q = 2,5 KN/m².**
- ❖ L'escalier.....**Q = 2,5 KN/m².**
- ❖ Balcon.....**Q = 3,5 KN/m².**
- ❖ L'acrotère.....**Q = 1,00 KN/m²**

4.2 Descente de charge :

Le poteau le plus sollicité est le poteau C4

4.2.1 Les charges et les surcharge revenant au poteau le plus sollicité (C4) :

4.2.1.1 Calcul de la surface d'influence :

A. Surface nette :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = (2,225 \times 1,5) = 3,338 \text{ m}^2 ;$$

$$S_2 = (2,225 \times 1,675) = 3,727 \text{ m}^2 ;$$

$$S_3 = (2,4 \times 1,5) = 3,6 \text{ m}^2 ;$$

$$S_4 = (2,4 \times 1,675) = 4,02 \text{ m}^2 ;$$

$$S_n = 14,685 \text{ m}^2.$$

B. Surface brute :

$$S_b = (4,925 \times 3,525) = 17,361 \text{ m}^2$$

$$S_b = 17,361 \text{ m}^2.$$

C. Surface de la toiture :

$$S_t = \left[\frac{2,55}{\cos 24^\circ} + \frac{2,375}{\cos 15^\circ} \right] \times 3,525 = 18,51 \text{ m}^2.$$

$$S_T = 18,51 \text{ m}^2.$$

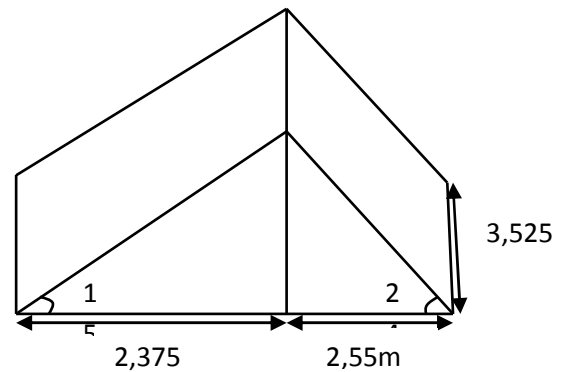
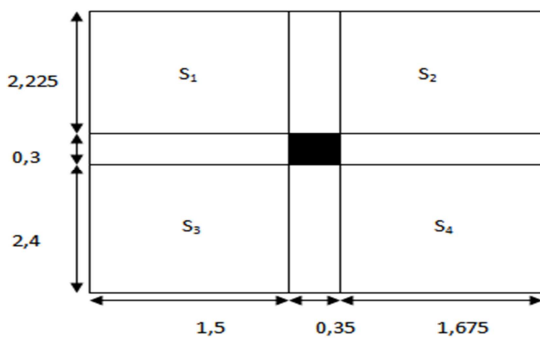


Figure II-8 : surface du plancher et celle de la toiture revenant au poteau C4.

4.2.1.2 Charges permanente revenant au poteau (C4) :

- ❖ Toiture.....G = 1,47 KN/m².
- ❖ Plancher à corps creux.....G = 5,28 KN/m².

4.2.1.3 Poids propre des éléments supporté par le poteau (C4) :

10^{ème} Niveau :

- ❖ toiture : $G_{\text{toiture}} = (1,47 \times 18,51) = 27,21 \text{ KN}$.
 - ❖ Plancher à corps creux : $G_{\text{pc}} = 5,28 \times 14,685 = 77,54 \text{ KN}$.
 - ❖ Poutres principales : $G_{\text{pp}} = 25 \times (0,45 \times 0,35 \times 4,625) = 18,22 \text{ KN}$.
 - ❖ Poutres secondaires : $G_{\text{ps}} = 25 \times (0,35 \times 0,30 \times 3,175) = 8,34 \text{ KN}$.
 - ❖ Poteau : $G_{\text{pot}} = 25 \times (0,25 \times 0,25 \times 3,06) = 4,79 \text{ KN}$
- $$G_{\text{totale}} = 136,1 \text{ KN}.$$

9^{ème} jusqu'au 2^{ème} niveau :

- ❖ Plancher à corps creux : $G_{\text{pc}} = 5,28 \times 14,685 = 77,54 \text{ KN}$.
- ❖ Poutre principale : $G_{\text{pp}} = 25 \times (0,45 \times 0,35 \times 4,625) = 18,22 \text{ KN}$.
- ❖ Poutre secondaire : $G_{\text{ps}} = 25 \times (0,30 \times 0,30 \times 3,175) = 8,34 \text{ KN}$.
- ❖ Poteau : $G_{\text{pot}} = 25 \times (0,25 \times 0,25 \times 3,06) = 4,79 \text{ KN}$.

$$G_{\text{totale}} = 108,89 \text{ KN}.$$

1^{er} niveau (rez-de-chaussée) :

- ❖ Plancher à corps creux : $G_{pc} = 5,28 \times 14,685 = 77,54 \text{ KN}$.
- ❖ Poutre principale : $G_{pp} = 25 \times (0,45 \times 0,35 \times 4,625) = 18,22 \text{ KN}$.
- ❖ Poutre secondaire : $G_{ps} = 25 \times (0,30 \times 0,30 \times 3,175) = 8,34 \text{ KN}$.
- ❖ Poteau : $G_{pot} = 25 \times (0,25 \times 0,25 \times 4,08) = 6,38 \text{ KN}$.

$$G_{totale} = 110,48 \text{ KN}.$$

4.2.1.4 Surcharges d’exploitation par niveaux:

- ❖ 10^{ème} Niveau (terrasse+toiture) : $Q_0 = 1 \times 17,361 = 18,51 \text{ KN}$.
- ❖ 9^{ème} jusqu’au 2^{ème} niveau: $Q_{9 \text{ à } 2} = 1,5 \times 17,361 = 26,05 \text{ KN}$.
- ❖ 1^{er} niveau : $Q_1 = 2,5 \times 17,361 = 43,41 \text{ KN}$.

4.2.2 La loi de dégression de charge :

Notre ouvrage est composé de 10 niveaux ($n > 5$), on doit tenir compte de la loi de dégression pour des charges d’exploitations différentes.

Soit Q_0 la charge d’exploitation sur la toiture, $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d’exploitations respectives des plancher des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Etages	Surcharges	Charges d’exploitations cumulée.
E ₁₀ (Niveau 10)	Q_0	$Q_T = Q_0$.
E ₀₉ (Niveau 09)	Q_1	$Q_T = Q_0 + Q_1$.
E ₀₈ (Niveau 08)	Q_2	$Q_T = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.
E ₀₇ (Niveau 07)	Q_3	$Q_T = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
E _n (Niveau n)	$Q_n (n \geq 5)$	$Q_T = Q_0 + (3+n)/2n \sum_1^n (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^n Q_{ri}$.

Avec :

$Q_{ri} = 1 \text{ KN/m}^2$ pour les locaux de bureau ;

0 Pour les autres.

Coefficients de dégression de surcharge :

Niveaux	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01
C_i	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,667

Tableau II-8 : tableau donnant les coefficients de dégression de surcharge.

$$10^{\text{ème}} : Q_0 = \mathbf{18,51 \text{ KN.}}$$

$$9^{\text{ème}} : Q_1 = Q_0 + Q_1 = 18,51 + 26,05 = \mathbf{44,56 \text{ KN.}}$$

$$8^{\text{ème}} : Q_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 18,51 + 0,95(2 \times 26,05) = \mathbf{68,01 \text{ KN.}}$$

$$7^{\text{ème}} : Q_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 18,51 + 0,90(3 \times 26,05) = \mathbf{88,85 \text{ KN.}}$$

$$6^{\text{ème}} : Q_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4) = 18,51 + 0,85(4 \times 26,05) = \mathbf{107,09 \text{ KN.}}$$

$$5^{\text{ème}} : Q_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5) = 18,51 + 0,80(5 \times 26,05) = \mathbf{122,72 \text{ KN.}}$$

$$4^{\text{ème}} : Q_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) = 18,51 + 0,75(6 \times 26,05) = \mathbf{135,74 \text{ KN.}}$$

$$3^{\text{ème}} : Q_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7) = 18,51 + 0,714(7 \times 26,05) = \mathbf{148,71 \text{ KN.}}$$

$$2^{\text{ème}} : Q_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8) = 18,51 + 0,687(8 \times 26,05) = \mathbf{161,69 \text{ KN.}}$$

$$1^{\text{er}} : Q_9 = Q_0 + 0,667(Q_1 + \dots + Q_9 - Q_{r9}) + Q_{r9} = 18,51 + 0,667(8 \times 26,05 + 43,41 - 1) + 1$$
$$Q_9 = \mathbf{186,81 \text{ KN.}}$$

Niveaux	E_n	CHARGES PERMANENTES						CHARGES D'EXPLOITATIONS			SECTION DES POTEAUX	
		G_{toiture} KN/m ²	G_{pc} KN/m ²	G_{poutres} KN/m ²	G_{poteau} KN/m ²	G_{total} KN/m ²	$G_{\text{cumulée}}$ KN/m ²	Q_{plancher} KN/m ²	$Q_{\text{cumulée}}$ KN/m ²	$N = Q+G$ KN/m ²	$S_{\text{trouvée}}$ Cm ²	$S_{\text{adoptée}}$ Cm ²
10	9	27,21	77,54	26,56	4,79	136,1	136,1	18,51	18,51	154,61	103,07	40X40
09	8	/	77,54	26,56	4,79	108,89	244,99	26,05	44,56	289,55	193,03	40X40
08	7	/	77,54	26,56	4,79	108,89	353,88	26,05	68,01	421,89	281,26	40X40
07	6	/	77,54	26,56	4,79	108,89	462,77	26,05	88,85	551,62	367,75	40X45
06	5	/	77,54	26,56	4,79	108,89	571,66	26,05	107,09	678,75	452,50	40X45
05	4	/	77,54	26,56	4,79	108,89	680,55	26,05	122,72	803,27	535,52	40X45
04	3	/	77,54	26,56	4,79	108,89	789,44	26,05	135,74	925,18	616,79	40X50
03	2	/	77,54	26,56	4,79	108,89	898,33	26,05	148,71	1047,04	698,03	40X50
02	1	/	77,54	26,56	4,79	108,89	1007,22	26,05	161,69	1168,91	779,28	40X50
01	RDC	/	77,54	26,56	6,38	110,48	1117,7	43,41	186,81	1304,51	869,68	40X50

4.3 pré-dimensionnement des poteaux circulaires :

Le poteau le plus sollicité est le poteau E1, dont la surface d'influence est représentée par la figure suivante :

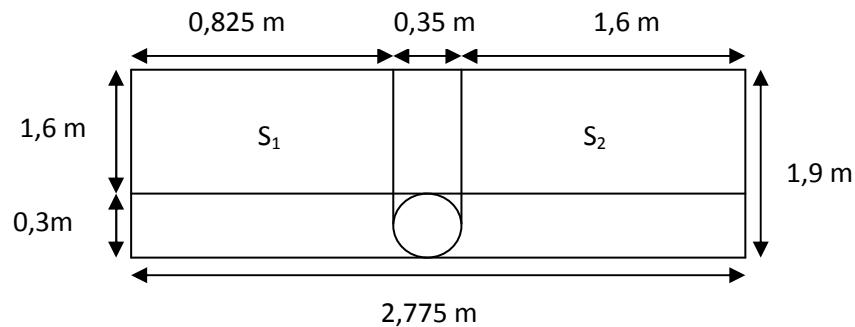


Figure II-9 : surface du plancher revenant au poteau E1.

4.3.1 Surface d'influence :

- Surface nette :

$$S_n = S_1 + S_2 = (1,6 \times 0,825) + (1,6 \times 1,6) = 3,88 \text{ m}^2$$

$$S_n = 3,88 \text{ m}^2.$$

- Surface brute :

$$S_b = 1,9 \times 2,775 = 5,28 \text{ m}^2.$$

4.3.2 Poids des différents éléments supportés par le poteau A5 :

- Poids du plancher terrasse :

$$G_{terrasse} = 5,67 \times 3,88 = 22 \text{ KN}.$$

- Poids de la poutre principale :

$$G_{pp} = 25 (0,35 \times 0,45 \times 1,6) = 6,3 \text{ KN}.$$

- Poids de la poutre secondaire :

$$G_{ps} = 25 [(0,35 \times 0,3 \times 0,825) + (0,35 \times 0,3 \times 1,6)] = 6,37 \text{ KN}.$$

- Poids propre du poteau :

$$G_{pot} = 25 (3,14 \times (0,15)^2 \times 7,14) = 12,62 \text{ KN}.$$

Poids total est :

$$G_T = G_{terrasse} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} = 47,29 \text{ KN}.$$

4.3.3 La surcharge d'exploitation revenant au poteau A5 :

La charge d'exploitation est donnée par le DTR BC 2.2

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1,5 \times 5,28 = 7,92 \text{ KN}$$

4.3.4 Dimensionnement à l'ELS :

$$N_s = G + Q = 47,29 + 7,92 = 55,21 \text{ KN}.$$

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{55,21 \times 10^3}{15} = 3681 \text{ mm}^2.$$

$$S = \frac{\pi \phi^2}{4} \geq 3520 \text{ mm}^2.$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 3681}{3,14}} = 68,48 \text{ mm} = 6,848 \text{ Cm}.$$

Afin d'éviter le phénomène de flambement, on choisit un diamètre $\phi = 50 \text{ Cm}$, car le poteau est trop élancé.

4.4 Vérification aux exigences du RPA99/version 2003 :

Pour les poteaux rectangulaires, en zone Iia, on doit vérifier :

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ Cm}$$

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

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

Pour les poteaux circulaires, en zone Iia, on doit vérifier :

$$\phi \geq 30 \text{ Cm}.$$

4.4.1 Poteaux rectangulaire du RDC (40X50) :

$$\text{Min}(40,50) = 40 \text{ Cm} > 25 \text{ Cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Min}(40,50) = 40 \text{ Cm} > \frac{408}{20} = 20,4 \text{ Cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Min}(40,50) = 40 \text{ Cm} > \frac{714}{20} = 35,7 \text{ Cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} = 0,25 < \frac{40}{50} = 0,8 < 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

4.4.2 Poteaux rectangulaire de 1^{er}, 2^{ème}, et 3^{ème} étage (40X50) :

$Min(40,50) = 40 \text{ Cm} > 25\text{Cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

$Min(40,50) = 40 \text{ Cm} > \frac{306}{20} = 15,3\text{Cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

$\frac{1}{4} = 0,25 < \frac{40}{50} = 0,8 < 4 \dots\dots\dots$ vérifiée.

4.4.3 Poteaux de 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage (40X45) :

$Min(40,45) = 40 \text{ Cm} > 25\text{Cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

$Min(40,45) = 40 \text{ Cm} > \frac{306}{20} = 15,3\text{Cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

$\frac{1}{4} = 0,25 < \frac{40}{45} = 0,88 < 4 \dots\dots\dots$ vérifiée.

4.4.4 Poteaux de 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage (40X40) :

$Min(40,40) = 40 \text{ Cm} > 25\text{Cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

$Min(40,40) = 40 \text{ Cm} > \frac{306}{20} = 15,3\text{Cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

$\frac{1}{4} = 0,25 < \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots\dots\dots$ vérifiée.

4.4.5 Poteaux circulaires :

$\emptyset = 50 \text{ Cm} > 30 \text{ Cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

4.5 Vérification au flambement:

Un élément en béton armée peut être flambé à tout moment sous un effort de compression centré ou excentré si l'élancement mécanique $\lambda \geq 50$.

L'élancement λ est calculé comme suit :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}}$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration minimal.

I_{min} : Moment d'inertie minimal de la section du poteau.

l_0 : Longueur libre du poteau.

S : Section du poteau.

4.5.1 Vérification des poteaux du Rez-de-chaussée (40X50):

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}} = \sqrt{\frac{hb^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{50 \times 40^3}{12 \times 50 \times 40}} = 11.547 \text{ Cm}$$

- Poteau de longueur libre $l_0 = 408 - 45 = 363$ Cm

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times 363}{11.547} = 22 < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

- Poteau de longueur libre $l_0 = 714 - 45 = 669$ Cm

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times 669}{11.547} = 40.56 < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

4.5.2 Vérification des poteaux de 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage (40X50 cm²) :

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{50 \times 40^3}{12 \times 50 \times 40}} = 11,547 \text{ Cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times (306 - 45)}{11,547} = 15.82 < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

4.5.3 Vérification des poteaux de 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage (40X45) :

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{45 \times 40^3}{12 \times 45 \times 40}} = 11.547 \text{ Cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times (306 - 45)}{11,547} = 15.82 < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

4.5.4 Vérification des poteaux de 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage (40X40) :

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{40 \times 40^3}{12 \times 40 \times 40}} = 11.547 \text{ Cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times (306 - 45)}{11,547} = 15.82 < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

4.5.5 Vérification des poteaux circulaire :

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}} = \sqrt{\frac{\frac{\pi \phi^4}{64}}{\pi R^2}} = \sqrt{\frac{3,14 \times 60^4}{64 \times 3,14 \times 30^2}} = 15 \text{ Cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times 714}{15} = 33.32 < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenable.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaire

Introduction:

Ce chapitre sera consacré aux calculs des éléments suivants :

- L'acrotère
- Les escaliers et la poutre palière
- Les balcons
- Les planchers à corps creux
- Les dalles pleines
- La toiture

1 L'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont il forme un écran pour toute chute et, de plus, il participe dans la mise hors eau de la structure

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encadrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontale ($Q = 1 \text{ KN/ml}$ selon le DTR) dû à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

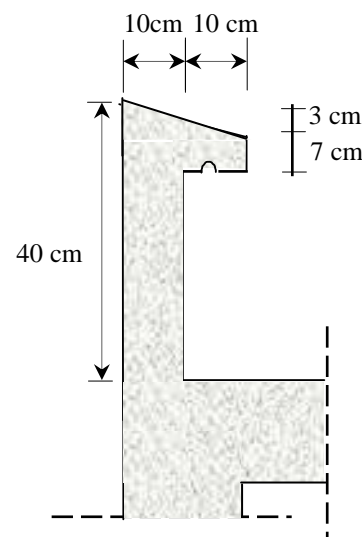
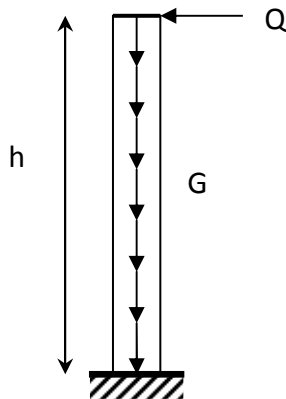


Figure III-1 : schéma statique d'acrotère. Figure III-2 : coupe verticale de l'acrotère.

1.1 Calcul des sollicitations :

- Effort normal du au poids propre :

$$G = S \times \rho$$

$$S = (0.3 \times 0.1) + (0.2 \times 0.07) + (0.03 \times 0.2) / 2 = 0.047 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } G = 0.047 \times 25 = 1.175 \text{ KN/ml}$$

Chapitre III Calcule des éléments secondaires

Avec :

ρ : Masse volumique du béton = 25KN/m³

S : Section transversale

- **Effort normal :**

$$N = G = 1.175 \times 1 = 1.175 \text{ KN/ml}$$

- **Effort horizontal :**

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

- **Moment de renversement M du à l'effort horizontal :**

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0.4 = 0.4 \text{ KN.m}$$

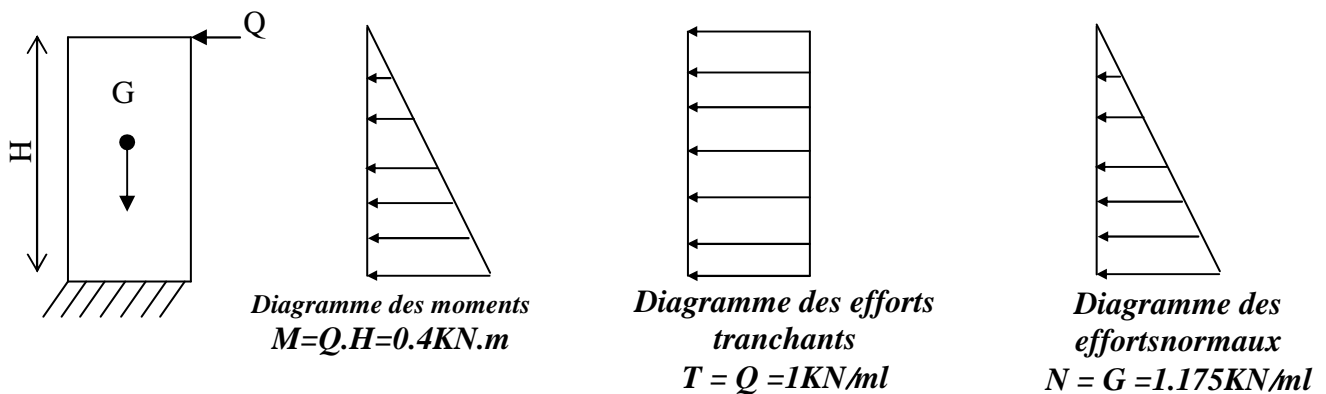


Figure III-3 : diagramme des efforts internes.

1.2 Combinaison de charges :

1.2.1 Combinaison de charge à l'ELU :

La combinaison est : 1,35.G+1,5.Q

- **Effort normal du à G :**

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.175 = 1.586 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = 1.586 \text{ KN/ml}$$

- **Moment de flexion du à Q :**

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.4 = 0.60 \text{ KN.M}$$

$$M_u = 0.60 \text{ KN.M}$$

1.2.2 Combinaison de charge à l'ELS :

La combinaison est : G + Q

- Effort normal de compression :

$$N_S = G = 1,175 \text{ KN/MI}$$

- Moment de flexion :

$$M_S = M_Q = 0,4 \text{ KN.M}$$

1.3 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère s'effectue en flexion composée. Nous considérons une section rectangulaire de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 100 \text{ cm}$.

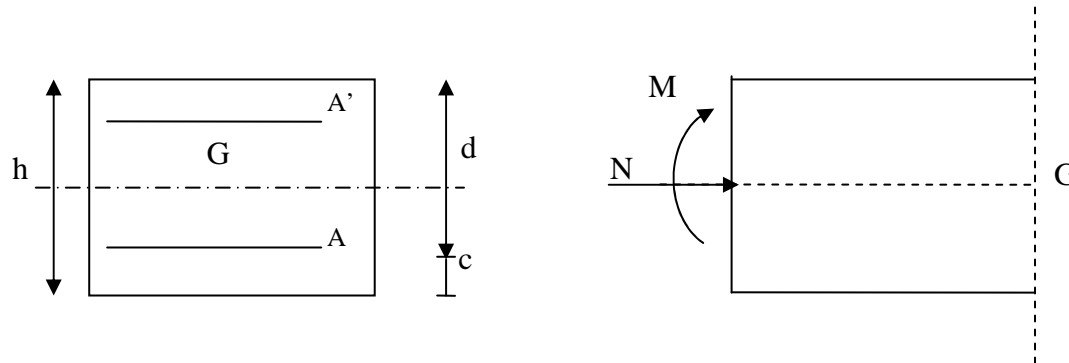


Figure III-4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

1.3.1 Calcul à L'ELU :

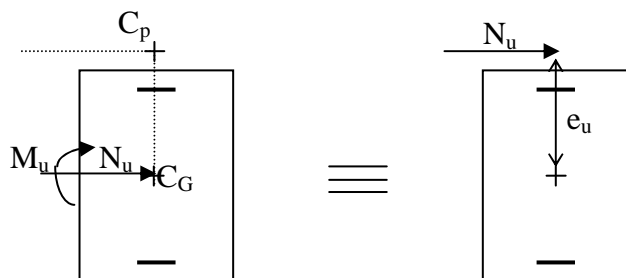
1.3.1.1 Calcul de l'excentricité :

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

$$e_u = M_u / N_u = 0.6 / 1.586 = 0.378 \text{ m} > h/2 - c = 0.02 \text{ m}.$$

Le centre de pression (C_p) est à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (SPC).

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f).



1.3.1.2 Calcul en flexion simple :

Le moment fictif se calcul comme suit :

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

Chapitre III Calcule des éléments secondaires

$$M_f = 0.6 + 1.58 \times 0.02 = 0.632 \text{ KN.m} \Rightarrow M_f = 0.632 \text{ KN.m}$$

- Calcul de μ :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.632 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 1.42} = 0.009 < 0.392$$

$$\mu_b = 0.009 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée ; } \mu_b = 0.009 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.632 \times 10^3}{0.995 \times 7 \times 348} = 0.261 \text{ cm}^2$$

1.3.1.3 Calcul à la flexion composée (Armatures réelles) :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = 0.261 - \frac{1.58}{34.8} = 0.215 \text{ cm}^2$$

1.3.2 Vérification à l'ELU :

1.3.2.1 Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art 4.2.1) :

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.

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

Avec :

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

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section : $A = A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$

Soit : $4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

1.3.2.2 Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $4 \text{ HA}6 \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Chapitre III Calcul des éléments secondaires

1.3.2.3 Vérification au cisaillement

La fissuration est préjudiciable donc :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,002 \text{ KN} / \text{cm}^2 = 0,02 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

1.3.2.4 Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/ Art 6.1, 3) :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement

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

Avec :

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,6 = 7,54 \text{ cm}$$

Avec n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 7,54} = 0,32 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La section est vérifiée

1.3.3 Vérification à L'ELS :

$$M_s = 0,4 \text{ KN.m}, N_s = 1,175 \text{ KN},$$

$$e_s = M_s / N_s = 0,4 / 1,175 = 0,34 \text{ m} = 34 \text{ cm}$$

$$e = (h/2) - c' = 2 \text{ cm} \quad e_s = 34 > e = 2 \text{ cm}.$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée donc la vérification est nécessaire.

On dispose de deux manières pour vérifier, soit on fait une vérification de contraintes soit on procède à un calcul d'armatures à l'ELS et on compare avec celui à l'ELU et on prend le maximum sans oublier **Ast min**.

Chapitre III Calcule des éléments secondaires

On opte pour la vérification des contraintes suivantes :

Dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

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

1.3.3.1 Vérification des contraintes dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe, \text{Max} (0.5 fe; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \text{Max}(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 1.13}{100 \times 7} = 0,161$$

$$\rho_1 = 0,161 \Rightarrow \beta_1 = 0,934$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,4 \times 10}{0,934 \times 7 \times 1,13} = 0,541 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

1.3.3.2 Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{60,76} \times 0,541 = 0,008 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

1.4 Vérification de l'acrotère au séisme :

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : $A = 0,15$ (Zone IIa, groupe d'usage2).

Chapitre III Calcule des éléments secondaires

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 : $C_p = 0.8$

$W_p = 1,175$ KN/ml (W_p : Poids propre de l'acrotère)

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.175 = 0.564 \text{ KN / ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Et la Condition est vérifiée.

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour le ferrailage le même que celui adopté précédemment.

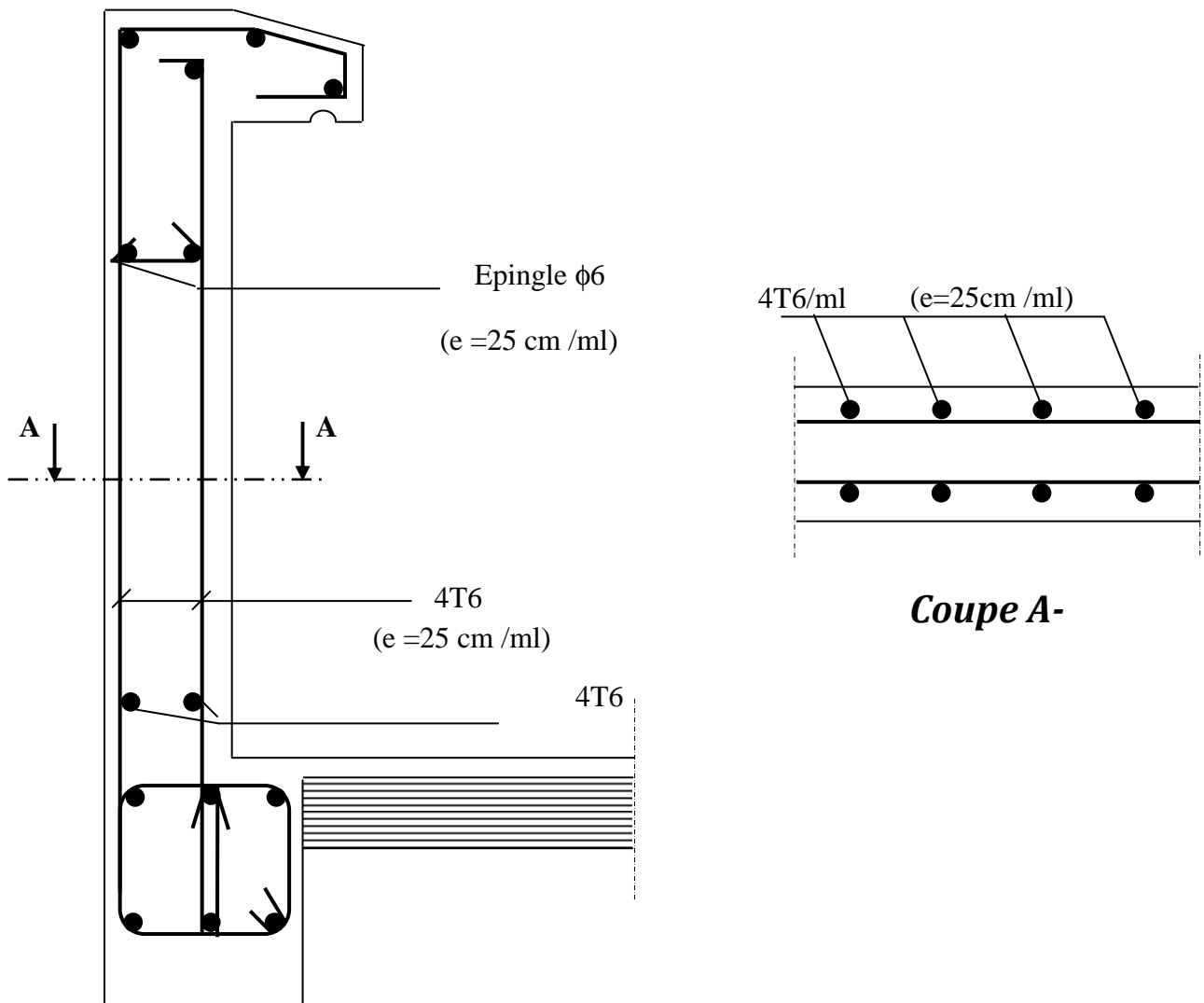


Figure III-5: Ferrailage de l'acrotère.

2 Calcul des escaliers :

2.1 Définition :

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment, Il est composé de marches et de paliers de pose, assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

2.2 Terminologie :

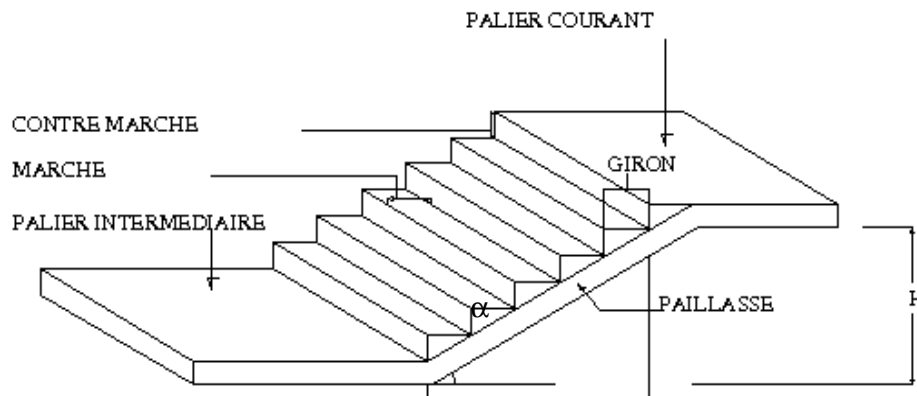


Figure III-6: schéma d'un escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches. La valeur de g (giron) varie en moyenne entre 27 à 30 Cm.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre le niveau final de sol de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillassse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

2.3 Etude de l'escalier type 01 (escalier desservant tous les niveaux) :

Ce type d'escalier comporte deux volées droites parallèles et un palier intermédiaire, destiné à desservir les différents étages du bâtiment.

2.3.1 Pré-dimensionnement :

La hauteur d'étage courant est de **3,06 m**.

La hauteur du rez-de-chaussée est de **4,08 m**.

2.3.1.1 Nombre de contre marches :

Le nombre de contres marches est donnée par : $m = \frac{H}{h}$

Avec :

H : La hauteur entre deux étages successifs.

h : La hauteur de la contre marche qui est comprise entre 13 à 17 Cm.

Soit **$h = 17 \text{ Cm}$** .

❖ Escalier d'étages courants :

$$m = \frac{306}{17} = \mathbf{18 \text{ contre marches}}$$

Le nombre total de contres marches est de 18, soit 9 contre marches par volée.

❖ Escalier du rez-de-chaussée :

$$m = \frac{408}{17} = \mathbf{24 \text{ contre marches}}$$

Le nombre total de contres marches est de 24, soit 12 contre marches par volée.

2.3.1.2 Nombre de marches par volée :

Le nombre de marches (n) par volée est donné comme suit :

$$n = m - 1 = 9 - 1 = \mathbf{8 \text{ marches}}$$
, pour l'escalier d'étage courant ;

$$n = m - 1 = 12 - 1 = \mathbf{11 \text{ marches}}$$
, pour l'escalier du rez-de-chaussée.

Le nombre de marches par volée est de 8 marches pour l'escalier d'étage courant et de 11 marches pour l'escalier du rez-de-chaussée.

2.3.1.3 Le Giron (g) :

La proportion agréable entre la hauteur (h) des contres marches et la valeur du giron (g) est définie par l'expression empirique de BRONDEL :

$$60 \leq 2h + g \leq 66 \text{ Cm.}$$

Pour que la relation de BRONDEL soit vérifiée pour une hauteur de contre marche $h = 17 \text{ Cm}$, la valeur de giron doit être comprise entre 26 à 32 Cm.

$$26 \leq g \leq 32 \text{ Cm.}$$

On prend : $g = 30 \text{ Cm}$ pour l'escalier d'étage courant.

$g = 29,5 \text{ Cm}$ pour l'escalier du rez-de-chaussée.

2.3.1.4 L'embranchement (E) :

La largeur de la cage d'escalier nous permet de choisir un embranchement $E = 1.4 \text{ m}$ avec un jout de 30 Cm.

2.3.1.5 Le palier :

La longueur du palier est définie comme suit :

$$L_{\text{palier}} = L_c - L_{\text{projetée}}$$

Avec :

$L_c = 4,45 \text{ m}$ (longueur totale de la cage d'escalier).

$L_{\text{projetée}}$: La longueur par projection verticale de la volée.

$$L_{\text{projetée}} = n \times g = 8 \times 0,30 = 2,4 \text{ m} .$$

$$L'_{\text{projetée}} = n \times g = 11 \times 0,295 = 3,245 \text{ m} .$$

$$L_{\text{palier}} = 4,45 - 2,4 = 2,05 \text{ m} , \text{ pour l'escalier courant.}$$

$$L'_{\text{palier}} = 4,45 - 3,245 = 1,205 \text{ m} , \text{ pour l'escalier du rez-de-chaussée.}$$

La largeur du palier est : $l_{\text{palier}} = 3,1 \text{ m}$.

2.3.1.6 Pré-dimensionnement de la paille :

L'épaisseur de la paille est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

L_0 : La longueur totale de la paille.

$$L_0 = L + L_{\text{palier}}$$

L : Longueur de la volée, elle se calcul comme suit :

$$L = \frac{L_{\text{projetée}}}{\cos \alpha}$$

L'angle d'inclinaison (α) de la volée par rapport à l'horizontale est calculer comme suit :

$$\tan \alpha = \frac{h}{L_{\text{projetée}}} = \frac{1,53}{2,4} = 0,6375$$

$$\alpha = 32,52^\circ \text{ (escalier courant)}$$

$$\tan \alpha' = \frac{h}{L'_{\text{projetée}}} = \frac{2,04}{3,245} = 0,6286$$

$\alpha = 32,2^\circ$ (escalier du rez-de-chaussée)

$$L = \frac{2,4}{\cos 32,52^\circ} = 2,85 \text{ m.}$$

$$L' = \frac{3,245}{\cos 32,2^\circ} = 3,835 \text{ m.}$$

$$L_0 = 2,85 + 2,05 = 4,9 \text{ m.}$$

$$L'_0 = 3,835 + 1,205 = 5,04 \text{ m.}$$

La longueur totale de la paillasse à prendre en considération est $L_0 = 5,04 \text{ m.}$

D'où l'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

$$\frac{504}{30} \leq e \leq \frac{504}{20}$$

$$16,8 \leq e \leq 25,2 \text{ Cm.}$$

On prend $e = 20 \text{ Cm.}$

2.3.2 Charges et surcharges dans les escaliers :

2.3.2.1 Charges permanentes :

❖ Volée :

éléments	Charge G (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0,2}{\cos 32,52} = 5,93$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids des revêtements (Carrelage, mortier+lit de pose)	$0,44 + 0,44 + 0,36 = 1,24$
Poids du garde de corps	0,3
	$G_{volée} = 9,595$

Tableau III-1 : Charge permanente de la volée d'escalier (type 1)

❖ Palier :

éléments	Charge G (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0,2 = 5$
Poids des revêtements	1,24
	$G_{palier} = 6,24$

Tableau III-2 : Charge permanente du palier d'escalier de (type 1)

2.3.2.2 Surcharge d'exploitation :

Le DTR charges permanentes et charges d'exploitations nous donne :

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

2.3.3 Combinaisons des charges :

L'escalier sera calculer pour une bande de 1m de largeur, d'où :

$$G_{Volée} = 9,595 \times 1m = 9,595 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{Palier} = 6,24 \times 1m = 6,24 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 2,5 \times 1m = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

2.3.3.1 Combinaison de charge à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

	1,35G (KN/ml)	1,5Q (KN/ml)	q_u (KN/ml)
Volée	12,951	3,750	16,701
palier	8,424	3,750	12,174

2.3.3.2 Combinaison de charge à L'ELS :

$$q_s = G + Q$$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	q_s (KN/ml)
Volée	9,595	2,5	12,095
palier	6,24	2,5	8,74

2.3.4 Détermination des sollicitations de calcul :

2.3.4.1 Sollicitations de calcul à l'ELU :

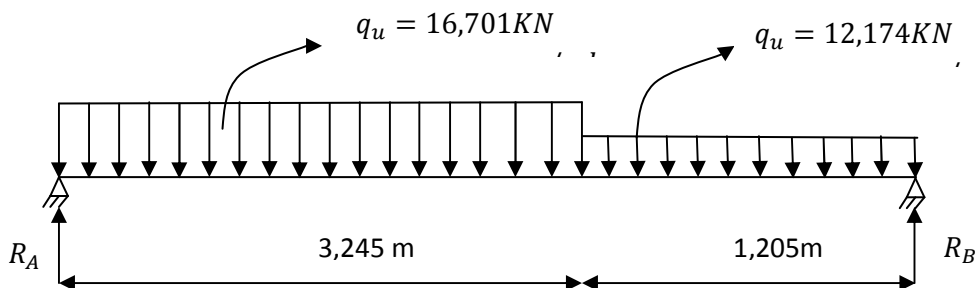


Figure III-7 : Schéma de chargement à l'ELU de l'escalier (type1)

A. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum \vec{F}_V = 0 \implies R_A + R_B = 16,701(3,245) + 12,174(1,205) = 68,865 \text{ KN}$$

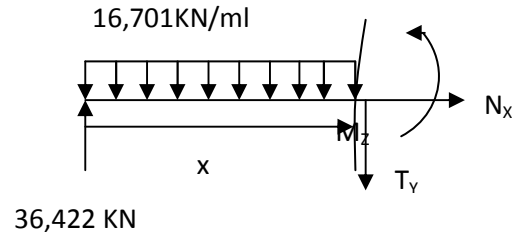
$$\begin{aligned} \sum M/A = 0 &\implies 4,45R_B \\ &= (16,701 \times 3,245) \times \frac{3,245}{2} + (12,174 \times 1,205) \times \left[3,245 + \frac{1,205}{2} \right] \\ &= 144,373 \end{aligned}$$

$$R_B = 32,443 \text{ KN} ; R_A = 36,422 \text{ KN}$$

B. Calcul des efforts internes :

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3,245\text{m}$

- $N_x = 0$
- $T_y(x) = -16,701x + 36,422 \text{ [KN]}$
- $M_z(x) = -8,3505x^2 + 36,422x$



à $X = 0 \implies N_x = 0 ; T_y(0) = +36,422 \text{ KN} ; M_z(0) = 0$

à $X = 3.245 \implies N_x = 0 ; T_y(3,245) = -17,773 \text{ KN} ; M_z(0) = 30,26 \text{ KN.m}$

$T_y(x) = 0$

$16,701x + 36,422 = 0 \implies x = 2,1808 \text{ m.}$

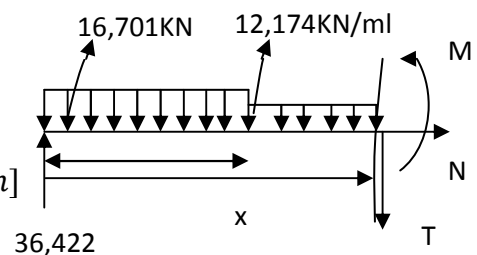
Le moment flichissant maximal se situe au point d'abscisse $x = 2,1808$.

$M_z(2,1808) = -8,3505(2,1808)^2 + 36,422(2,1808) = 39,716 \text{ KN.m}$

$M_{Zmax} = 39,716 \text{ KN.m}$

❖ 2^{eme} tronçon : $3,245 \leq x \leq 4,45\text{m}$

- $N_x = 0$
- $T_y(x) = -12,174x + 21,732 \text{ [KN]}$
- $M_z(x) = -6,087x^2 + 21,732x + 23,835 \text{ [KN.m]}$



à $X = 3.245 \implies N_x = 0 ; T_y(3,245) = -17,773 \text{ KN} ; M_z(3,245) = 30,26 \text{ KN.m}$

à $X = 4.45 \implies N_x = 0 ; T_y(4,45) = -32,443 \text{ KN} ; M_z(4,45) = 0$

C. Diagramme des efforts interne à l'ELU:

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{uApp} = (-0,3)(M_{zMax}) = -0,3 \times 39,716 = -11,915 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85)(M_{zMax}) = 0,85 \times 39,716 = 33,759 \text{ KN.m}$$

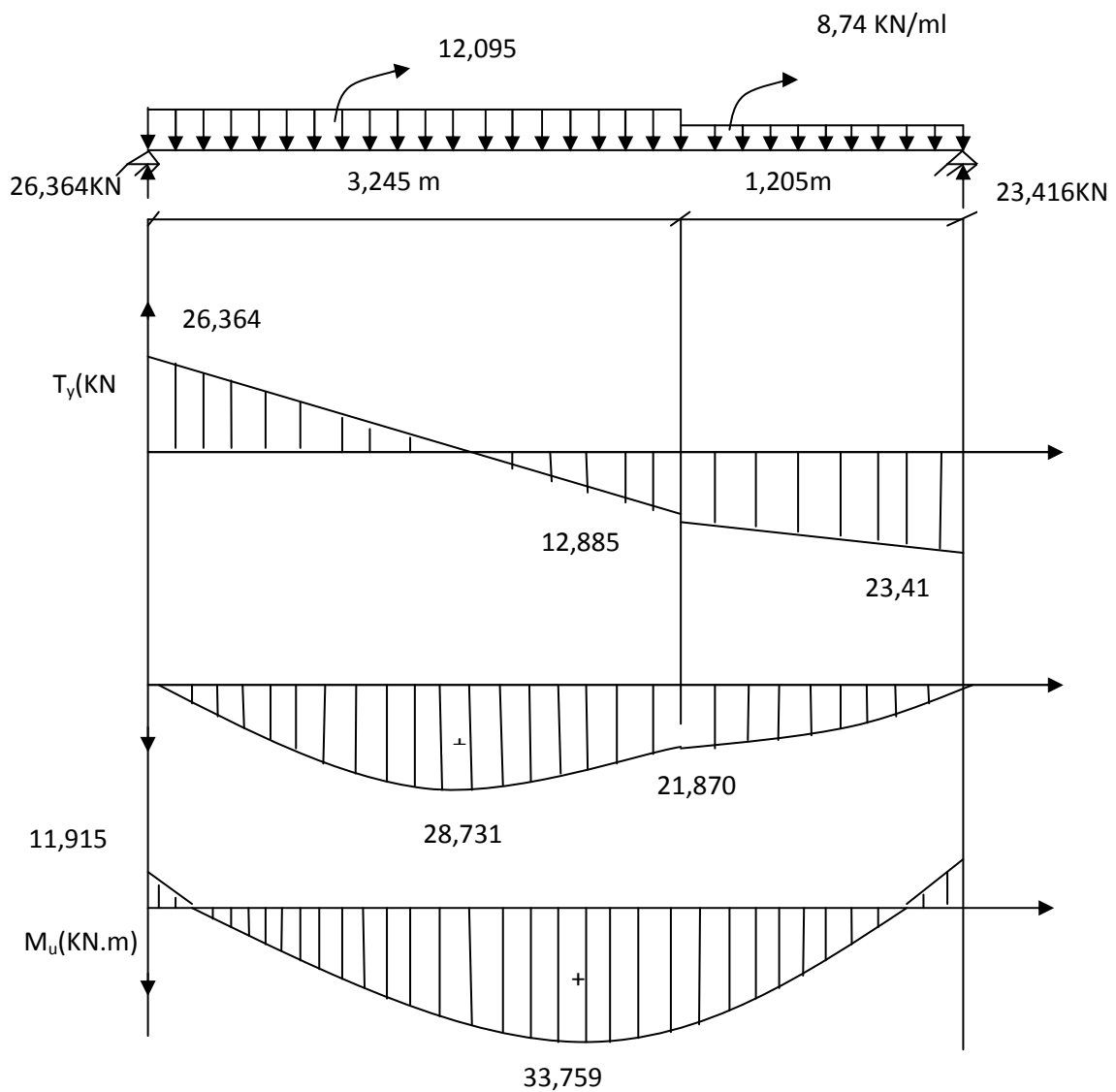


Figure III-8 : Diagramme des efforts internes à l'ELU de l'escalier (type 1)

2.3.4.2 Sollicitations de calcul à l'ELS :

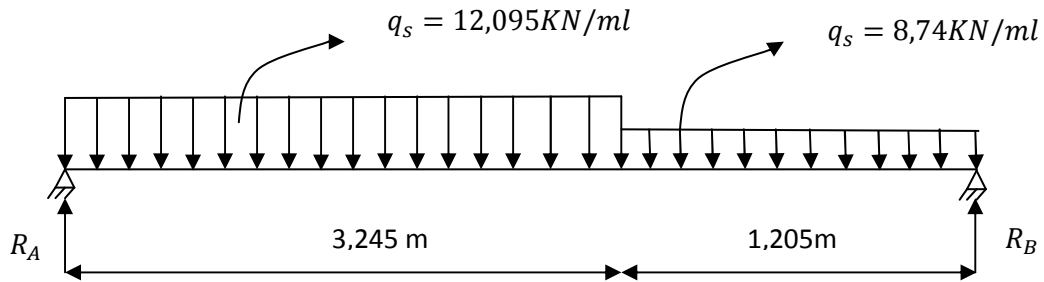


Figure III-9 : Schéma de chargement à l'ELS de l'escalier (type1)

A. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum \vec{F}_V = 0 \implies R_A + R_B = 12,095(3,245) + 8,74(1,205) = 49,78 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

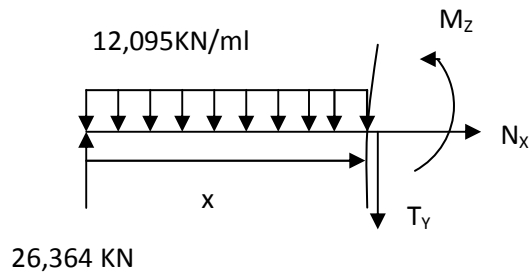
$$4,45R_B = (12,095 \times 3,245) \times \frac{3,245}{2} + (8,74 \times 1,205) \times \left[3,245 + \frac{1,205}{2} \right] = 104,201$$

$$R_B = 23,416 \text{ KN} \quad ; \quad R_A = 26,364 \text{ KN}$$

B. Efforts internes :

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3,245\text{m}$

- $N_x = 0$
- $T_y(x) = -12,095x + 26,364 \text{ [KN]}$
- $M_z(x) = -6,048x^2 + 26,364x$



$$\text{à } X = 0 \implies N_x = 0 \quad ; \quad T_y(0) = +26,364 \text{ KN} \quad ; \quad M_z(0) = 0$$

$$\text{à } X = 3,245\text{m} \implies N_x = 0 \quad ; \quad T_y(3,245) = -12,885 \text{ KN} \quad ; \quad M_z(3,245) = 21,87 \text{ KN.m}$$

$$T_y(x) = 0$$

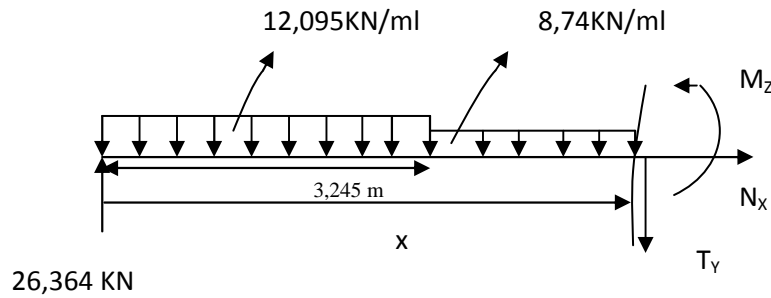
$$-12,095x + 26,364 = 0 \implies x = 2,1798 \text{ m.}$$

Le moment flichissant maximal se situe au point d'abscisse $x = 2,1798$.

$$M_z(2,1798) = -8,3505(2,1798)^2 + 36,422(2,1798) = 28,731 \text{ KN.m}$$

$$M_{Zmax} = 28,731 \text{ KN.m}$$

❖ 2^{ème} tronçon : $3,245 \leq x \leq 4,45\text{m}$



- $N_x = 0$
- $T_y(x) = -8,74x + 15,477 \text{ [KN]}$
- $M_z(x) = -4,37x^2 + 15,477x + 17,664 \text{ [KN.m]}$

$$A \ x = 3,245 \implies \left\{ \begin{array}{l} N_x = 0 \\ T_y(3,245) = -12,885 \text{ KN} \\ M_z(3,245) = 21,870 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$A \ x = 4,45 \text{ m} \implies \left\{ \begin{array}{l} N_x = 0 \\ T_y(4,45) = -23,416 \text{ KN} \\ M_z(4,45) = 0 \end{array} \right.$$

C. Diagramme des efforts interne à l'ELS:

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{uApp} = (-0,3)(M_{zMax}) = -0,3 \times 28,731 = -8,620 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85)(M_{zMax}) = 0,85 \times 28,731 = 24,422 \text{ KN.m}$$

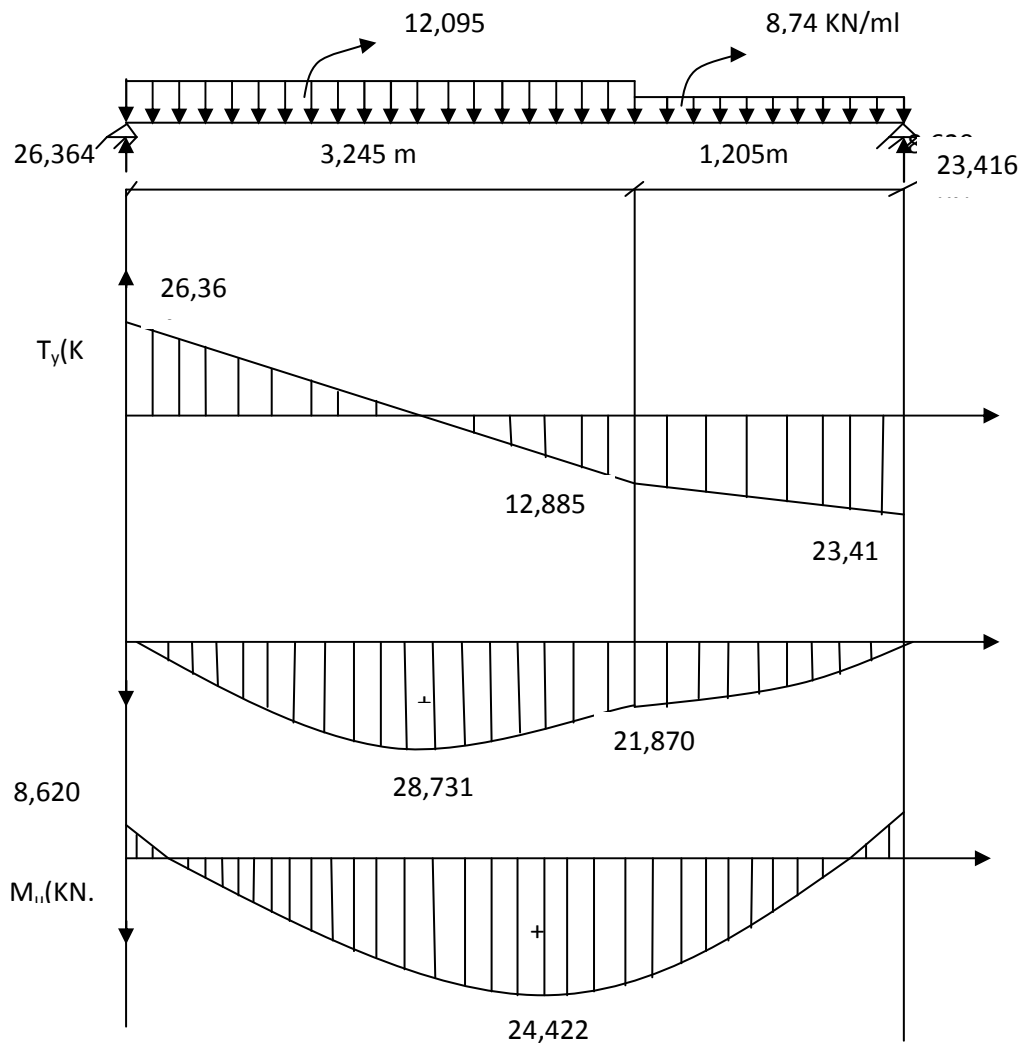
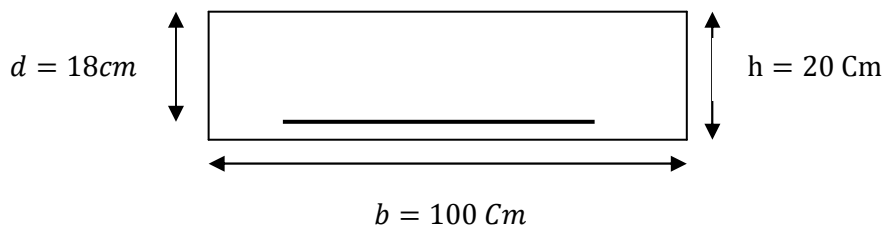


Figure III-10 : diagramme des efforts internes à l'ELS de l'escalier (type 1)

2.3.5 Calcul des armatures:

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple



2.3.5.1 Armatures nécessaires aux appuis :

Le moment maximal aux appuis est : $M_{ua} = 11,915 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11915}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0256.$$

$\mu_a = 0,0256 < \mu_r = 0,392 \implies$ Section simplement armée (SSA)

$\mu_a = 0,0256 \implies \beta_a = 0,987.$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11915}{0,987 \times 18 \times \frac{400}{1,15}} = 1,93 \text{ Cm}^2.$$

On opte pour : **7HA10/ml** ($A_a = 5,49 \text{ Cm}^2$), avec un espacement de $S_t = 15 \text{ Cm}$.

2.3.5.2 Armatures nécessaires en travée :

Le moment maximal en travée est : $M_{ut} = 33,759 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{33759}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,074.$$

$\mu_t = 0,074 < \mu_r = 0,392 \implies$ Section simplement armée (SSA)

$\mu_t = 0,074 \implies \beta_t = 0,962.$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{33759}{0,962 \times 18 \times \frac{400}{1,15}} = 5,61 \text{ Cm}^2.$$

On opte pour : **7HA12/ml** ($A_t = 7,92 \text{ Cm}^2$), avec un espacement de $S_t = 15 \text{ Cm}$.

2.3.5.3 Armatures de répartition :

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour les paliers et volées :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ Cm}^2.$$

On opte pour **5HA8/ml** ($A_r = 3,02 \text{ Cm}^2$), avec un espacement de $S_t = 20 \text{ Cm}$.

2.3.6 Vérification à l'ELU :

2.3.6.1 Condition de non fragilité (BAEL91. Art. A.4.2.1) :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,18 \text{ Cm}^2.$$

- En travée : $A_t = 7,92 \text{ Cm}^2 > A_{min} = 2,18 \text{ Cm}^2$.
 - Aux appuis : $A_a = 5,49 \text{ Cm}^2 > A_{min} = 2,18 \text{ Cm}^2$
- } La condition est vérifiée.

2.3.6.2 Espacement des barres :

A. Armatures principales :

$$S_t \leq \text{Min}\{3h, 45\text{Cm}\} = 33\text{Cm}.$$

- En travée : $S_t = 15\text{Cm} < 33\text{Cm}$.
 - Aux appuis : $S_t = 15\text{Cm} < 33\text{Cm}$
- } Condition vérifiée.

B. Armatures de répartition :

$$S_t \leq \text{Min}\{4h, 45\text{Cm}\} = 45\text{Cm}.$$

- En travée : $S_t = 20\text{Cm} < 45\text{Cm}$.
 - Aux appuis : $S_t = 20\text{Cm} < 45\text{Cm}$
- } Condition vérifiée.

2.3.6.3 Vérification de l'effort tranchant (BAEL91, Art .5.1.2.1) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left\{0,2 \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right\} = \text{Min}\{03,33 ; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa.} \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

V_{umax} Est l'effort tranchant maximal qui est égal à $V_{umax} = 36,422 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{36422}{1000 \times 180} = 0,203 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,203 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \quad ==> \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2.3.6.4 Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91, Art A.6.1.3) :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\text{Avec } \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 7 \times 3,14 \times 1 = 21,98 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0,9d \sum U_i} = \frac{36422}{0,9 \times 180 \times 21,8} = 1,03 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$. \implies Condition vérifiée, donc pas de risque d'entraînement des barres.

2.3.6.5 Encrage des barres (BAEL Art A.6.1.23) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$.

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ Cm.}$$

$L_s = 35,27 \text{ Cm}$.

Forfaitairement : $L_s = 40\varphi = 40 \times 1 = 40 \text{ Cm}$.

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ Cm}$.

$L_a = 16 \text{ Cm}$.

2.3.7 Vérification à l'état limite de service (ELS) :

2.3.7.1 Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta d}$$

A. En travée :

$$M_{st} = 24,422 \text{ KN.m} ; A_{st} = 7,92 \text{ Cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{792}{100 \times 18} = 0,44$$

$$\rho_1 = 0,44 \implies \alpha_1 = 0,303 \implies \beta_1 = 0,899$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,303}{15(1 - 0,303)} = 0,029$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta d} = \frac{24,422 \times 10^6}{792 \times 0,899 \times 180} = 190,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,029 \times 190,56 = 5,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

B. Aux appuis :

$$M_{sa} = 8,62 \text{ KN.m} ; A_{sa} = 5,49 \text{ Cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{549}{100 \times 18} = 0,305$$

$$\rho_1 = 0,305 \implies \alpha_1 = 0,261 \implies \beta_1 = 0,913$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,261}{15(1 - 0,261)} = 0,0235$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta d} = \frac{8,62 \times 10^6}{549 \times 0,913 \times 180} = 95,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,0235 \times 95,55 = 2,246 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,246 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2.3.7.2 Etat limite d'ouvertures des fissures :

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisible, alors il est inutile de procéder à leur vérification.

2.3.7.3 Etat limite de déformation :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes n'est pas vérifiée

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$ Avec h : Hauteur de la poutre.
 L : Longueur de la plus grande travée.
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$ Avec f_e : Limite élastique de l'acier.
 A : Section d'acier en travée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ Avec M_t : Moment Max en travée.
 M_0 : Moment Max isostatique.

A. Vérification :

$$- \frac{H}{L} = \frac{20}{445} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche s'impose

B. Calcul de la flèche :

On doit vérifier si :

$$f_{\vartheta} = \frac{M_s L^2}{10 E_{\vartheta} I_{f\vartheta}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm.}$$

Avec :

M_s : Moment fléchissant maximal en travée à l'ELS.

L : Portée mesurée entre nue d'appuis de la travée considérée.

E_{ϑ} : Module de déformation longitudinal différé, qui égal à $E_{\vartheta} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}}$.

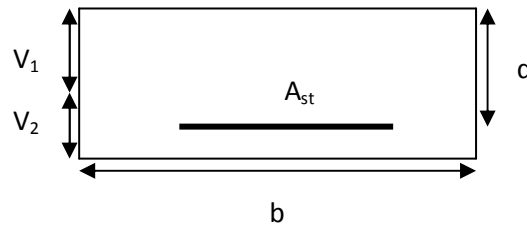
$I_{f\vartheta}$: Inertie fictive qui égal à

$$I_{f\vartheta} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_{\vartheta} \cdot \mu}$$

Application :

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$



S_{xx} : Moment statique de la section rendue homogène par rapport à l'axe passant par la base.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_{st} \cdot d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7,92 \times 18 = 22138,4 \text{ cm}^3.$$

B_0 : L'aire totale de la section rendue homogène.

$$B_0 = bh + 15 A_{st} = 100 \times 20 + 15 \times 7,92 = 2118,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{22138,4}{2118,8} = 10,448 \text{ Cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,448 = 9,552 \text{ Cm.}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,448^3 + 9,552^3) + 15 \times 7,92 (9,552 - 2)^2 = 73843,56 \text{ Cm}^4.$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}}$$

$$\rho = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 7,92}{100 \times 18} = 0,44\%.$$

$$\rho = 0,44 \implies \beta_1 = 0,899$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{24,422 \times 10^3}{0,899 \times 18 \times 7,92} = 190,55 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,44 \times 190,55 + 2,1} = 0,989.$$

$$\lambda_{\vartheta} = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3 \times 1) 0,44} = 0,0191.$$

$$I_{f\vartheta} = \frac{1,1 \times 73843,56}{1 + 0,0191 \times 0,989} = 79721,976 \text{ Cm}^4.$$

$$f_{\vartheta} = \frac{24,422 \times 10^6 \times (4450^2)}{10 \times 10818,86 \times 79721,976 \times 10^4} = 5,61 \text{ mm.}$$

$$f_{\vartheta} = 5,61 \text{ mm} < \bar{f} = 9 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2.4 Calcul de la poutre palière (type 1) :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur, et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree à ses extrémités.

Sa portée est de 3,1m (entre nu d'appuis)

2.4.1 Pré-dimensionnement :

2.4.1.1 Hauteur :

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

$$\frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10} \implies 20.66 \leq h_t \leq 31 \text{ Cm}$$

On prend : $h_t = 30 \text{ Cm}$.

2.4.1.2 Largeur :

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

$$0,430 \leq b \leq 0,7 \times 30 \implies 12 \leq b \leq 21 \text{ Cm}$$

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

2.4.1.3 Vérification aux exigences du RPA (Art 7.5.1) :

- $b \geq 20 \text{ Cm} \implies b = 20 \text{ Cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $h \geq 30 \text{ Cm} \implies h = 30 \text{ Cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{b} \geq 4 \implies \frac{30}{20} = 1,2 > 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Conclusion :

La section adoptée pour la poutre palière est : $S = (30 \times 25 \text{ Cm})$.

2.4.2 Détermination des charges :

2.4.2.1 Poids propre de la poutre :

$$G = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN/ml.}$$

2.4.2.2 Réaction du palier sur la poutre :

$$\hat{A} \text{ l'ELU : } q_{up} = 32,443 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{L'ELS : } q_{sp} = 23,416 \text{ KN/ml.}$$

2.4.2.3 Combinaison de charge :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1,35G + q_{up} = 1,35 \times 1,875 + 32,443 = 34,98 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{L'ELS : } q_s = G + q_{sp} = 1,875 + 23,416 = 25,3 \text{ KN/ml.}$$

2.4.3 Détermination des efforts internes à l'ELU :

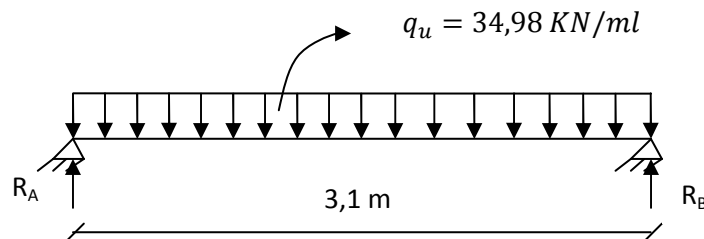


Figure III-11 : Chargement de la poutre palière à l'ELU

2.4.3.1 Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 34,98 \times 3,1 = 108,438 \text{ KN.}$$

$$R_A = R_B = \frac{108,438}{2} = 54,23 \text{ KN.}$$

2.4.3.2 Moment isostatique :

$$M_{zmax} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{34,98 \times 3,1^2}{8} = 42,10 \text{ KN.m.}$$

$$M_{zmax} = 47,62 \text{ KN/m.}$$

2.4.3.3 Effort tranchant :

$$T_{umax} = \frac{q_u L}{2} = \frac{34,98 \times 3,1}{2} = 54,23 \text{ KN.}$$

$$T_B = T_A = -54,23 \text{ KN.}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3M_{zmax} = -0,3 \times 42,10 = -12,63 \text{ KN/m.}$
- En travée : $M_{ua} = 0,8M_{zmax} = 0,8 \times 42,10 = 33,68 \text{ KN/m.}$

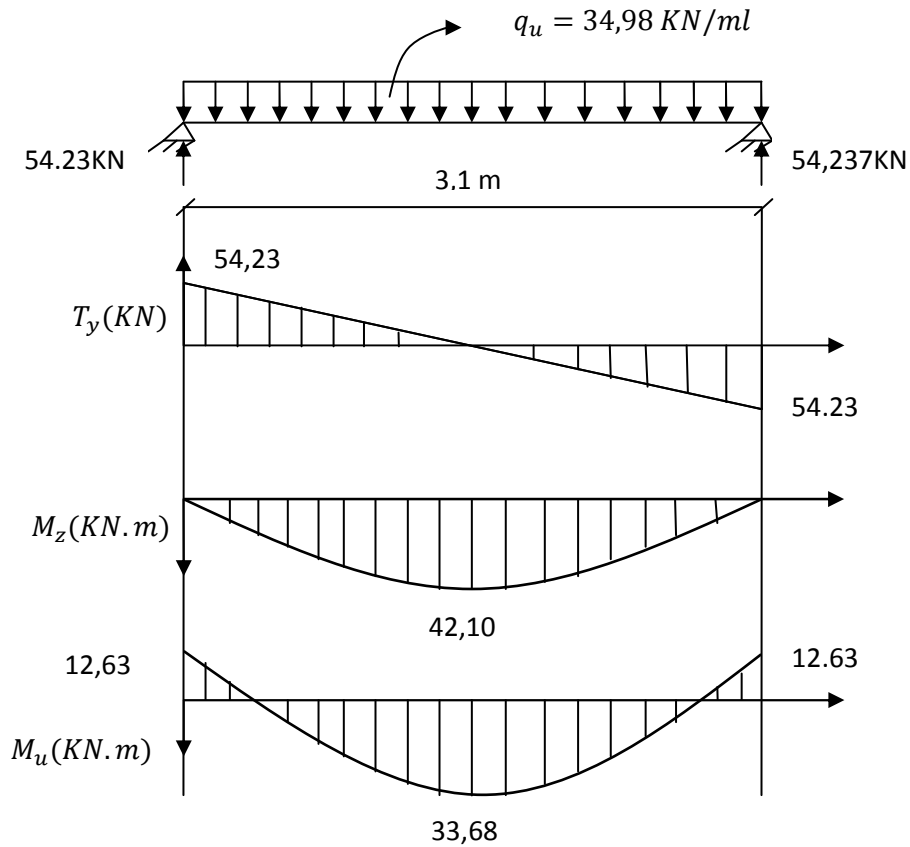


Figure III-12 : Diagramme des efforts internes à l'ELU de la poutre palière (type 1)

2.4.4 Détermination des efforts interne à l'ELS :

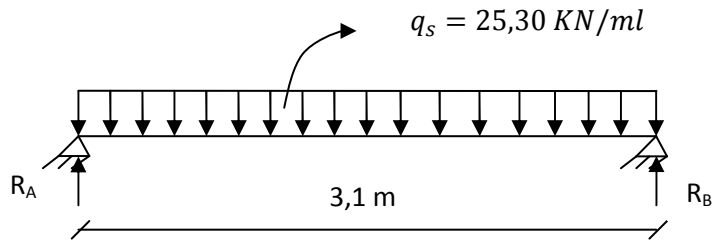


Figure III-13 : Chargement de la poutre palière à l'ELU

2.4.4.1 Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 25,30 \times 3,1 = 78,43 \text{ KN.}$$

$$R_A = R_B = \frac{78,43}{2} = 39,22 \text{ KN.}$$

2.4.4.2 Moment isostatique :

$$M_{zmax} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{25,3 \times 3,1^2}{8} = 30,4 \text{ KN.m.}$$

$$M_{zmax} = 30,4 \text{ KN/m.}$$

2.4.4.3 Effort tranchant :

$$T_{Smax} = \frac{q_s L}{2} = \frac{25,30 \times 3,1}{2} = 39.22 \text{ KN.}$$

$$T_B = -T_A = -39.22 \text{ KN.}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3M_{zmax} = -0,3 \times 30,4 = -9.12 \text{ KN/m.}$
- En travée : $M_{ua} = 0,8M_{zmax} = 0,8 \times 30.4 = 24.32 \text{ KN/m.}$

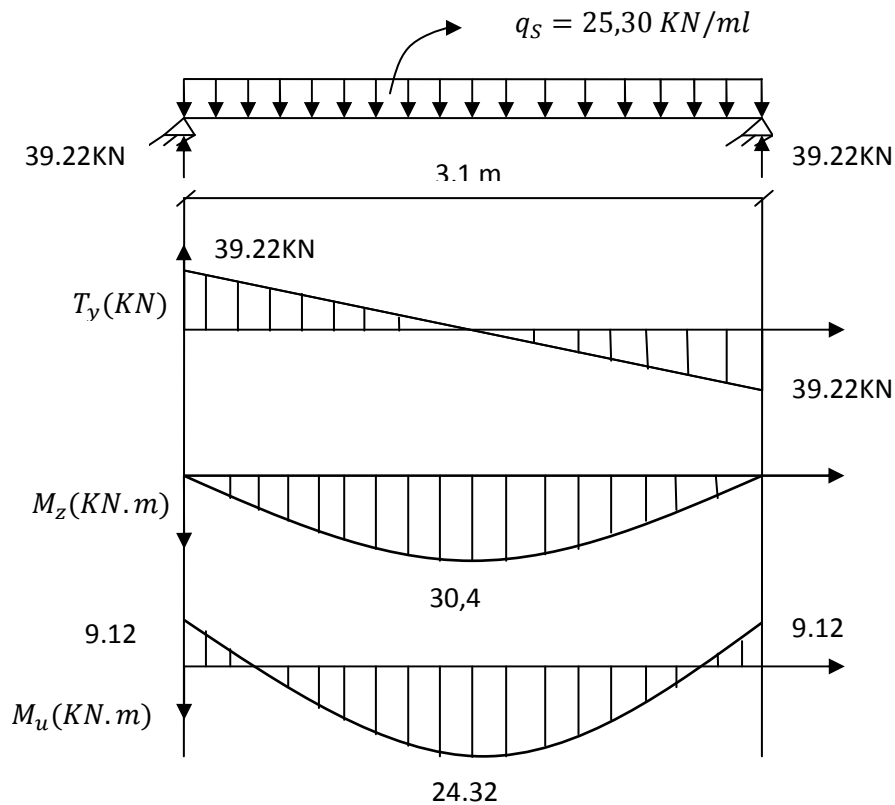
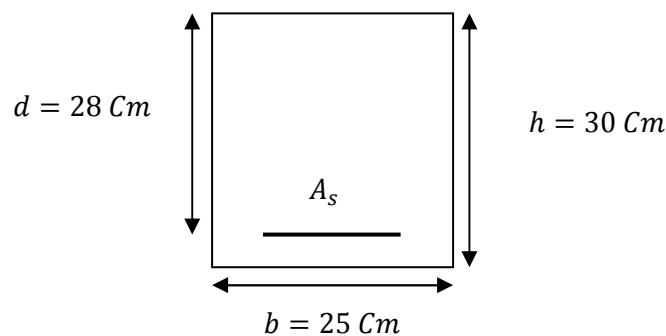


Figure III-14 : Diagramme des efforts internes à l'ELS de la poutre palière (type 1)

2.4.5 Calcul des armatures :



Section transversale de la poutre palière (type1).

2.4.5.1 Section d'armature nécessaire aux appuis :

Le moment maximal aux appuis est : $M_{ua} = 12,63 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12630}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,0453.$$

$\mu_a = 0,0453 < \mu_r = 0,392 \implies$ Section simplement armée (SSA)

$\mu_a = 0,0453 \implies \beta_a = 0,976.$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12630}{0,976 \times 28 \times \frac{400}{1,15}} = 1,33 \text{ Cm}^2.$$

On opte pour : **3HA10** ($A_a = 2,35 \text{ Cm}^2$).

2.4.5.2 Section d'armature nécessaire en travée :

Le moment maximal en travée est : $M_{ut} = 33,68 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{33680}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,121.$$

$\mu_{ut} = 0,121 < \mu_r = 0,392 \implies$ Section simplement armée (SSA)

$\mu_{ut} = 0,121 \implies \beta_{ut} = 0,935.$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{33680}{0,935 \times 28 \times \frac{400}{1,15}} = 3,7 \text{ Cm}^2.$$

On opte pour : **3HA12 + 3HA10** ($A_t = 5,74 \text{ Cm}^2$).

2.4.6 Vérification à l'ELU :

2.4.6.1 Condition de non fragilité : (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ Cm}^2.$$

- a) En travée : $A_a = 2,35 \text{ Cm}^2 > A_{min} = 0,845 \text{ Cm}^2.$
 b) Aux appuis : $A_t = 5,74 \text{ Cm}^2 > A_{min} = 0,845 \text{ Cm}^2.$ } La condition est vérifiée.

2.4.6.2 Vérification de l'effort tranchant (BAEL91, Art .5.1.2.1) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \text{Min} \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} = \mathbf{3,33 \text{ MPa}}. \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

L'effort tranchant maximal est égal à $V_{umax} = 54,23 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{54230}{250 \times 280} = 0,774 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \mathbf{0,774 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3,33 \text{ MPa}}. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

2.4.6.3 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91, Art A.6.1.3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Avec $\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 1 = 9,42 \text{ MPa}$.

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0,9d \sum U_i} = \frac{54230}{0,9 \times 280 \times 9,42} = 2,284 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \mathbf{2,284 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée ;}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

2.4.6.4 Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL/ Art 5.1.313) :

Nous devons vérifier que :

$$T_{uMax} < T_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b}$$

Avec : $a = 0,9 \times d$

$$T_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 280 \times 250 \times 10^{-3}}{1,5} = 420 \text{ KN}.$$

$$T_{umax} = 54,23 \text{ KN} < T_u = 420 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2.4.6.5 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (BAEL/ Art 5.1.321) :

Nous devons vérifier que :

$$A_{ap} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_{umax} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$\frac{1,15}{f_e} \left(T_{umax} + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(54230 + \frac{-12,63 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 11,82 \text{ mm}^2 = 0,118 \text{ Cm}^2.$$

$A_{ap} = 2,35 \text{ Cm}^2 > 0,118 \text{ Cm}^2$ condition vérifiée.

2.4.6.6 Armatures transversales :

A. Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}; \frac{25}{10}; 1,2 \right\} = 0,85 \text{ Cm}.$$

$\phi_t \leq 0,85 \text{ Cm}.$

On choisit un diamètre : $\emptyset 8$

Soit : $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ Cm}^2.$

B. Espacement (RPA99/ Art 7.5.2.2) :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 0,8 \right\} = \min \{ 7,5 ; 9,6 \} = 7,5 \text{ Cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ Cm}.$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ Cm}.$$

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

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 Cm au plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

C. Quantité d'armatures transversales minimales (RPA99/ Art 7.5.2.2) :

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ Cm}^2$$

$A_s = 2,01 \text{ Cm}^2 > A_{min} = 1,125 \text{ Cm}^2$ condition vérifiée.

2.4.7 Vérification à l'ELS:

2.4.7.1 Etat limite de compression du béton:

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta d}$$

A. En travée :

$$M_{st} = 24,32 \text{ KN.m} ; A_{st} = 5,74 \text{ Cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{574}{25 \times 28} = 0,82$$

$$\rho_1 = 0,82 \implies \alpha_1 = 0,387 \implies \beta_1 = 0,871$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,387}{15(1 - 0,387)} = 0,042$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta d} = \frac{24,32 \times 10^6}{574 \times 0,871 \times 280} = 173,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,042 \times 173,93 = 7,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

B. Aux appuis :

$$M_{sa} = 9,12 \text{ KN.m} ; A_{sa} = 2,35 \text{ Cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{235}{25 \times 28} = 0,335$$

$$\rho_1 = 0,335 \implies \alpha_1 = 0,270 \implies \beta_1 = 0,910$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,270}{15(1 - 0,270)} = 0,0246$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta d} = \frac{9,12 \times 10^6}{235 \times 0,910 \times 280} = 152,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,0246 \times 152,31 = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2.4.7.2 Etat limite d'ouvertures des fissures :

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisible, alors il est inutile de procéder à leur vérification.

A. Etat limite de déformation :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes n'est pas vérifiée

Vérification :

– $\frac{H}{L} = \frac{30}{310} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,0625$condition vérifiée.

– $\frac{A}{bd} = \frac{5,74}{25 \times 28} = 0,0082 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$condition vérifiée.

– $\frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0,09 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{24,32}{10 \times 30,4} = 0,08$condition vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées, alors on se dispense du calcul de la flèche.

2.5 Etude de l'escalier de type 02 (escalier de service) :

2.5.1 Pré-dimensionnement :

L'escalier de service comporte deux volées droites avec deux paliers de repos, un palier à la fin de chacune des deux volées.

L'escalier se situe au 1^{er} Niveau dont la hauteur **H = 4,08 m**.

Le pré-dimensionnement de cet escalier se fera à partir de schéma statique suivant :

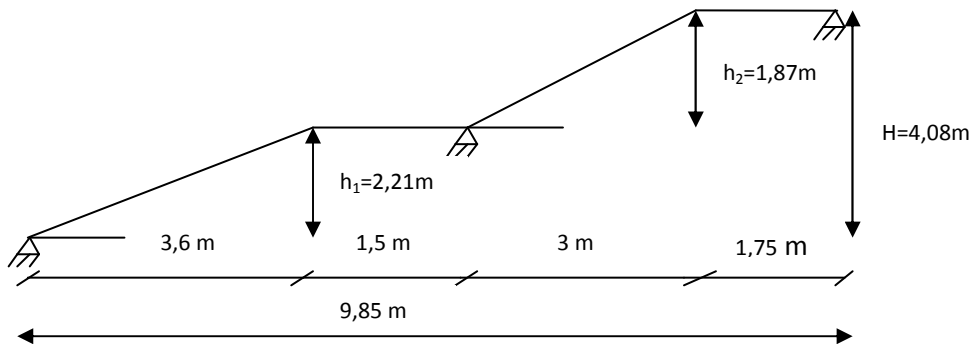


Figure III-15 : Schéma statique de l'escalier de service (type2)

2.5.1.1 Nombre de contres marches :

$m_1 = \frac{H_1}{H} = \frac{221}{17} = 13$ contre marches.

Soit 13 contre marches pour la première volée.

$m_2 = \frac{H_2}{H} = \frac{187}{17} = 11$ contre marches.

Soit 11 contre marches pour la deuxième volée.

2.5.1.2 Nombre de marches par volée :

Le nombre de marches (n) par volée est donné comme suit :

$$n_1 = m_1 - 1 = 13 - 1 = 12 \text{ marches.}$$

$$n_2 = m_2 - 1 = 11 - 1 = 10 \text{ marches.}$$

Le nombre de marches par volée est de 12 marches pour la première volée et de 10 marches pour la deuxième volée.

2.5.1.3 Le Giron (g) :

La proportion agréable entre la hauteur (h) des contres marches et la valeur du giron (g) est définie par l'expression empirique de BRONDEL :

$$60 \leq 2h + g \leq 66 \text{ Cm.}$$

Pour que la relation de BRONDEL soit vérifiée pour une hauteur de contre marche h = 17 Cm, la valeur de giron doit être comprise entre 26 à 32 Cm.

$$26 \leq g \leq 32 \text{ Cm.}$$

On prend **g = 30 Cm**

2.5.1.4 L'emmarchement (E) :

La largeur de la cage d'escalier nous permet de choisir un emmarchement **E= 1.7 m.**

2.5.1.5 Le palier :

La longueur du palier est:

$$L_{p1} = 1,5m > 1,2m.$$

$$L_{p2} = 1,75m > 1,2m.$$

La largeur des deux paliers est :

$$l_{palier} = 1,7 m$$

2.5.1.6 Pré-dimensionnement de la pailasse :

L'épaisseur de la pailasse est donnée par la relation suivante :

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

Avec : $L_0 = L + L_{palier}$.

A. 1^{ère} paille :

$$L_1 = \frac{L_{1\text{projetée}}}{\cos \alpha_1}$$

Avec :

$$L_{1\text{projetée}} = n_1 X g = 12 \times 30 = 360 \text{ Cm.}$$

$$\alpha_1 = \tan^{-1} \left(\frac{2,21}{3,6} \right) = 31,54^\circ.$$

$$L_1 = \frac{360}{\cos 31,54} = 422,4 \text{ Cm.}$$

$$L_0 = 422,4 + 150 = 572,4 \text{ Cm.}$$

$$\frac{572,4}{30} \leq e \leq \frac{572,4}{20}$$

$$19,08 \leq e \leq 28,62 \text{ Cm}$$

On prend $e = 20 \text{ Cm}$.

B. 2^{ème} paille :

$$L_2 = \frac{L_{2\text{projetée}}}{\cos \alpha_2}$$

Avec :

$$L_{2\text{projetée}} = n_2 X g = 10 \times 30 = 300 \text{ Cm.}$$

$$\alpha_1 = \tan^{-1} \left(\frac{1,87}{3} \right) = 31,94^\circ.$$

$$L_2 = \frac{300}{\cos 31,94} = 353,5 \text{ Cm.}$$

$$L_0 = 353,5 + 175 = 528,5 \text{ Cm.}$$

$$\frac{528,5}{30} \leq e \leq \frac{528,5}{20}$$

$$17,61 \leq e \leq 26,425 \text{ Cm}$$

On prend $e = 20 \text{ Cm}$.

2.5.2 Charges et surcharges dans les escaliers :

2.5.2.1 Charges permanentes :

❖ Volée :

éléments	Charge G (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0,2}{\cos 32} = 5,9$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids des revêtements (Carrelage, mortier+lit de pose)	$0,44 + 0,44 + 0,36 = 1,24$
Poids du garde de corps	0,3
	$G_{volée} = 9,565$

Tableau III-3 : Charge permanente de la volée d'escalier (type 2)

❖ Palier :

éléments	Charge G (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0,2 = 5$
Poids des revêtements	1,24
	$G_{palier} = 6,24$

Tableau III-4 : Charge permanente du palier d'escalier de (type 1)

2.5.2.2 Surcharge d'exploitation :

Le DTR charges permanentes et charges d'exploitations nous donne :

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

2.5.3 Combinaisons des charges :

L'escalier sera calculer pour une bande de 1m de largeur, d'où :

$$G_{Volée} = 9,565 \times 1m = 9,565 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{palier} = 6,24 \times 1m = 6,24 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 2,5 \times 1m = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

2.5.3.1 Combinaison de charge à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

	1,35G (KN/ml)	1,5Q (KN/ml)	q_u (KN/ml)
Volée	12,913	3,750	16,663
palier	8,424	3,750	12,174

2.5.3.2 Combinaison de charge à L'ELS :

$$q_s = G + Q$$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	q_s (KN/ml)
Volée	9,565	2,5	12,065
palier	6,24	2,5	8,74

2.5.4 Détermination des sollicitations de calcul :

La détermination des efforts internes se fera à base des éléments finis grâce au logiciel ETABS.

2.5.4.1 Sollicitations de calcul à l'ELU :

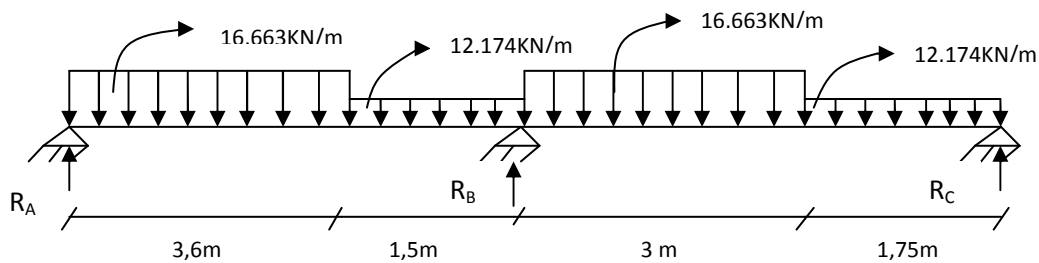
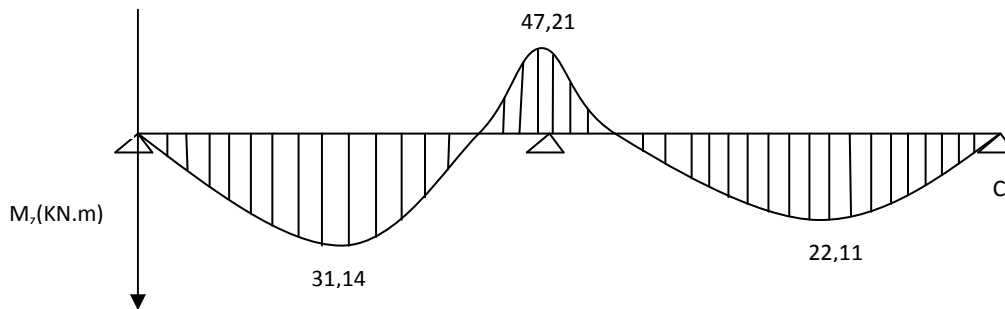
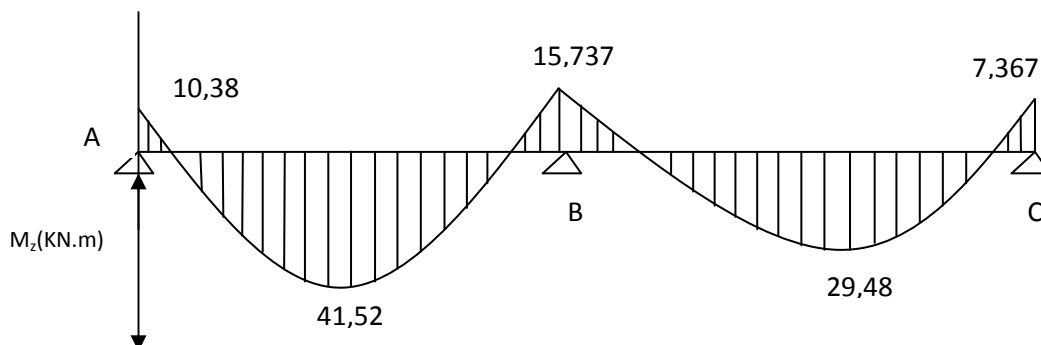


Figure III-16 : Chargement de l'escalier de service (type2) à l'ELU.

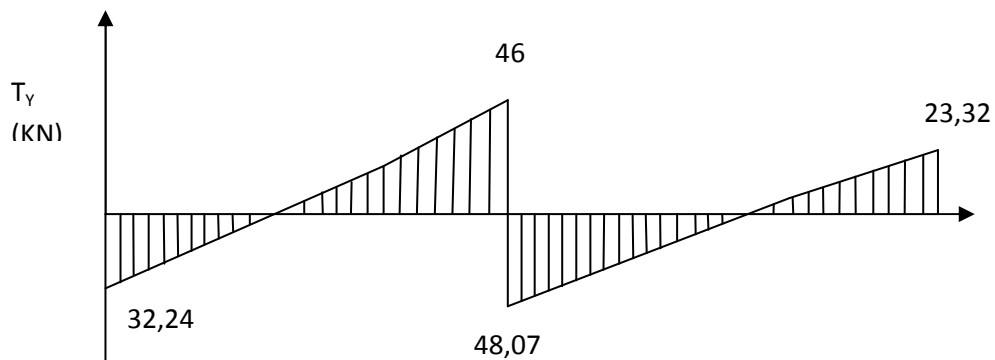
a) Diagramme des moments avant correction :



b) Diagramme des moments après correction :



c) Diagramme des efforts tranchant :



2.5.4.2 Détermination des efforts internes à l'ELS :

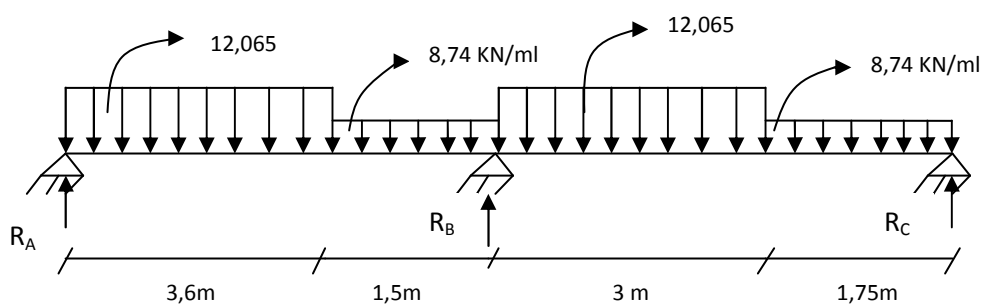
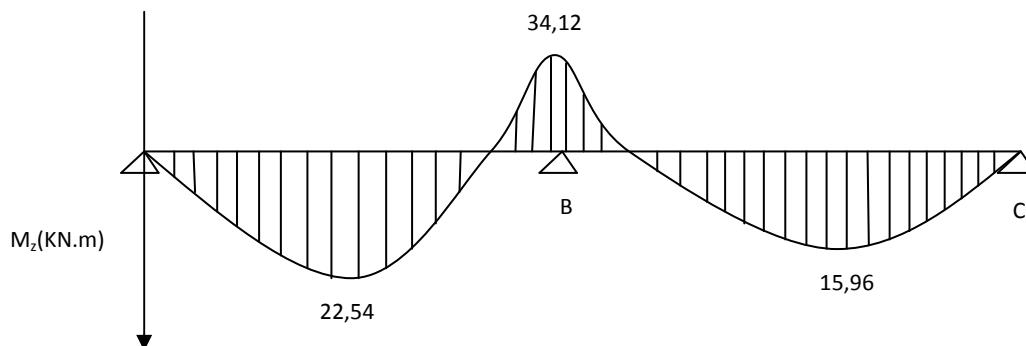
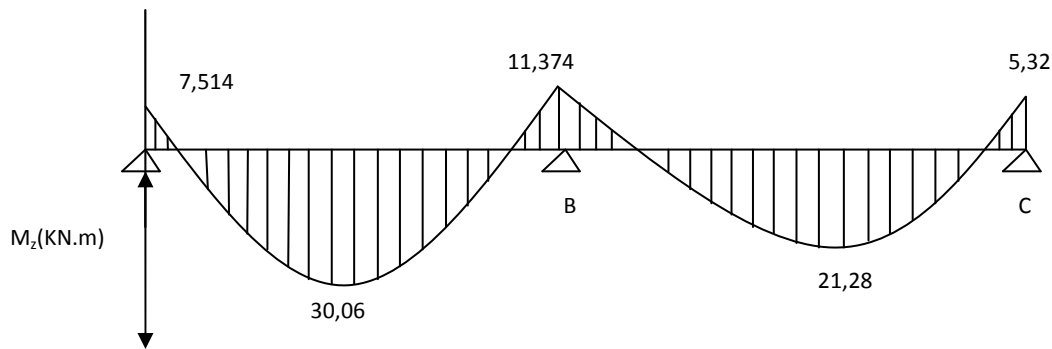


Figure III-17 : Chargement de l'escalier de service (type2) à l'ELS.

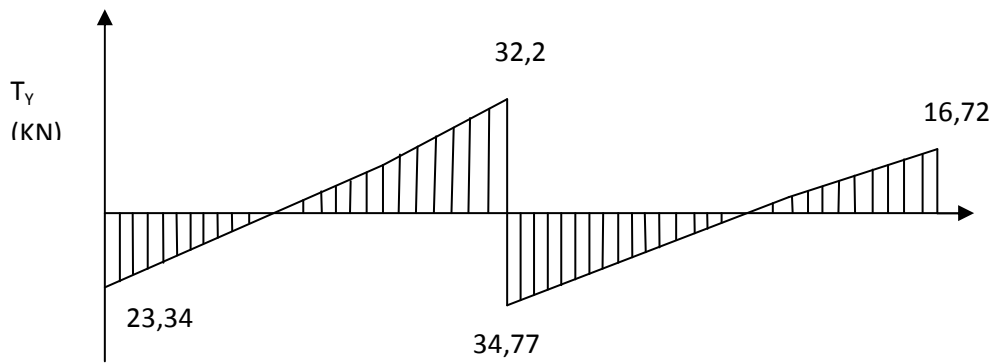
a) Diagramme des moments avant correction :



b) Diagramme des moments après correction :

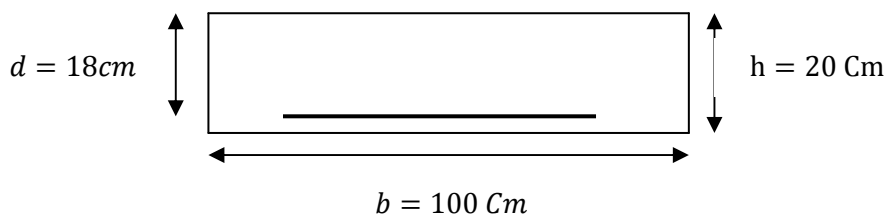


c) Diagramme des efforts tranchant :



2.5.5 Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple



2.5.5.1 Armatures nécessaires aux appuis :

Le moment maximal aux appuis est : $M_{ua} = 15,737 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15737}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,034.$$

$$\mu_a = 0,034 < \mu_r = 0,392 \quad ==> \quad \text{Section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_a = 0,034 \quad ==> \quad \beta_a = 0,983.$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15737}{0,983 \times 18 \times \frac{400}{1,15}} = 2,56 \text{ Cm}^2.$$

On opte pour : **7HA10/ml** ($A_a = 5,49 \text{ Cm}^2$), avec un espacement de $S_t = 15 \text{ Cm}$.

2.5.5.2 Armatures nécessaires en travée :

Le moment maximal en travée est : $M_{ut} = 41,52 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{41520}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,09.$$

$\mu_t = 0,09 < \mu_r = 0,392 \implies$ Section simplement armée (SSA)

$\mu_t = 0,09 \implies \beta_t = 0,953.$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{41520}{0,953 \times 18 \times \frac{400}{1,15}} = 6,96 \text{ Cm}^2.$$

On opte pour : **7HA12/ml** ($A_t = 7,92 \text{ Cm}^2$), avec un espacement de $S_t = 15 \text{ Cm}$.

2.5.5.3 Armatures de répartition :

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour les paliers et volées :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ Cm}^2.$$

On opte pour **5HA8/ml** ($A_r = 3,02 \text{ Cm}^2$), avec un espacement de $S_t = 20 \text{ Cm}$.

2.5.6 Vérification à l'ELU :

2.5.6.1 Condition de non fragilité (BAEL91. Art. A.4.2.1) :

Même vérifications que celles pour l'escalier type 01 (réf.2.3.6.1) car les sections et les espacements choisis sont identiques.

2.5.6.2 Vérification de l'effort tranchant (BAEL91, Art .5.1.2.1) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \text{Min} \{ 03,33 ; 5 \text{ MPa} \} = \mathbf{3,33 \text{ MPa}}. \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

V_{umax} L'effort tranchant maximal est égal à $V_{umax} = 48,07 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{48070}{1000 \times 180} = 0,267 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,267 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.

2.5.6.3 Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91, Art A.6.1.3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Avec $\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 7 \times 3,14 \times 1 = 21,98 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0,9d \sum U_i} = \frac{48070}{0,9 \times 180 \times 21,8} = 1,35 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \implies$ Condition vérifiée, donc pas de risque d'entraînement des barres.

2.5.6.4 Encrage des barres (BAEL Art A.6.1.23) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$.

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ Cm.}$$

$L_s = 35,27 \text{ Cm.}$

Forfaitairement : $L_s = 40\varphi = 40 \times 1 = 40 \text{ Cm}$.

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ Cm}$.

$$L_a = 16 \text{ Cm.}$$

2.5.7 Vérification à l'état limite de service (ELS) :

2.5.7.1 Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta d}$$

A. En travée :

$$M_{st} = 30,06 \text{ KN.m} ; A_{st} = 7,92 \text{ Cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{792}{100 \times 18} = 0,44$$

$$\rho_1 = 0,44 \implies \alpha_1 = 0,306 \implies \beta_1 = 0,898$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,306}{15(1 - 0,309)} = 0,0295$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta d} = \frac{30,06 \times 10^6}{792 \times 0,898 \times 180} = 234,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,0295 \times 234,81 = 6,927 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,927 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

B. Aux appuis :

$$M_{sa} = 11,374 \text{ KN.m} ; A_{sa} = 5,49 \text{ Cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{549}{100 \times 18} = 0,305$$

$$\rho_1 = 0,305 \implies \alpha_1 = 0,261 \implies \beta_1 = 0,913$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,261}{15(1 - 0,261)} = 0,0235$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta d} = \frac{11,374 \times 10^6}{549 \times 0,913 \times 180} = 126,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,0235 \times 126,07 = 2,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2.5.7.2 Etat limite d'ouvertures des fissures :

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisible, alors il est inutile de procéder à leur vérification.

2.5.7.3 Etat limite de déformation :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes n'est pas vérifiée

A. Vérification :

$$\frac{H}{L} = \frac{20}{510} = 0,039 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

condition non vérifiée donc le calcul de la flèche s'impose.

B. Calcul de la flèche :

On doit vérifier si :

$$f_{\vartheta} = \frac{M_s L^2}{10 E_{\vartheta} I_{f\vartheta}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5100}{500} = 10,2 \text{ mm.}$$

Avec :

M_s : Moment fléchissant maximal en travée à l'ELS.

L : Portée mesurée entre nue d'appuis de la travée considérée.

E_{ϑ} : Module de déformation longitudinal différé, qui égal à $E_{\vartheta} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}}$.

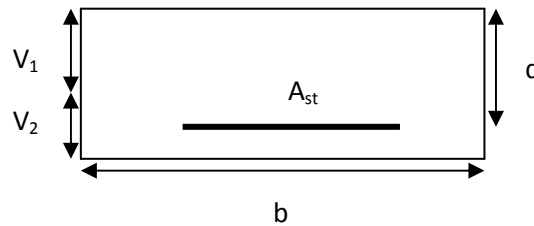
$I_{f\vartheta}$: Inertie fictive qui égal à

$$I_{f\vartheta} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_{\vartheta} \cdot \mu}$$

Application :

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$



S_{xx} : Moment statique de la section rendue homogène par rapport à l'axe passant par la base.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_{st} \cdot d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7,92 \times 18 = 22138,4 \text{ cm}^3.$$

B_0 : L'aire totale de la section rendue homogène.

$$B_0 = bh + 15 A_{st} = 100 \times 20 + 15 \times 7,92 = 2118,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{22138,4}{2118,8} = 10,448 \text{ Cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,448 = 9,552 \text{ Cm.}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,448^3 + 9,552^3) + 15 \times 7,92 (9,552 - 2)^2 = 73843,56 \text{ Cm}^4.$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}}$$

$$\rho = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 7,92}{100 \times 18} = 0,44\%$$

$$\rho = 0,44 \implies \beta_1 = 0,899$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{30,06 \times 10^3}{0,899 \times 18 \times 7,92} = 234,55 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,44 \times 234,55 + 2,1} = 0,99114.$$

$$\lambda_{f\vartheta} = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3 \times 1) 0,44} = 0,0191.$$

$$I_{f\vartheta} = \frac{1,1 \times 73843,56}{1 + 0,0191 \times 0,99114} = 79718,77 \text{ Cm}^4.$$

$$f_{\vartheta} = \frac{30,06 \times 10^6 \times (5100^2)}{10 \times 10818,86 \times 79718,77 \times 10^4} = 9,06 \text{ mm.}$$

$f_{\vartheta} = 9,06 \text{ mm} < \bar{f} = 10 \text{ mm}$Condition vérifiée.

2.6 Calcul de la poutre palière (type 2) :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur, et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree à ses extrémités.

Sa portée est de 1,7m

2.6.1 Pré-dimensionnement :

2.6.1.1 Hauteur :

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

$$\frac{170}{15} \leq h_t \leq \frac{170}{10} \implies 11,33 \leq h_t \leq 17 \text{ Cm}$$

On prend : $h_t = 30 \text{ Cm}$.

2.6.1.2 Largeur :

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

$$0,430 \leq b \leq 0,7 \times 30 \implies 12 \leq b \leq 21 \text{ Cm}$$

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

2.6.1.3 Vérification aux exigences du RPA (Art 7.5.1) :

- $b \geq 20 \text{ Cm}$ $\implies b = 20 \text{ Cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ Cm}$ $\implies h = 30 \text{ Cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} \geq 4$ $\implies \frac{30}{20} = 1,2 > 4 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Conclusion :

La section adoptée pour la poutre palière est : $S = (30 \times 25 \text{ Cm})$.

2.6.2 Détermination des charges :

2.6.2.1 Poids propre de la poutre :

$G = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN/ml}$.

2.6.2.2 Réaction du palier et de la volée sur la poutre :

À l'ELU : $q_{up} = 94,07 \text{ KN/ml}$.

L'ELS : $q_{sp} = 67,97 \text{ KN/ml}$.

2.6.3 Combinaison de charge :

A l'ELU : $q_u = 1,35G + q_{up} = 1,35 \times 1,875 + 94,07 = 96,602 \text{ KN/ml}$.

L'ELS : $q_s = G + q_{sp} = 1,875 + 67,97 = 69,845 \text{ KN/ml}$.

2.6.4 Détermination des efforts internes à l'ELU :

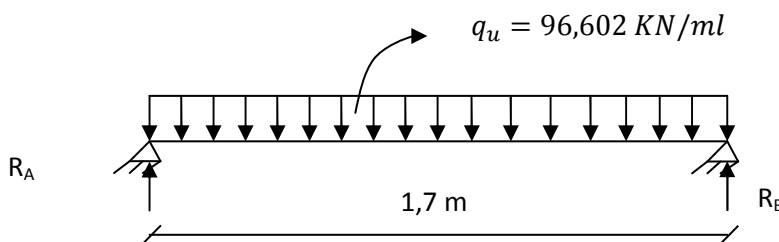


Figure III-18 : Chargement de la poutre palière (type2) à l'ELU

2.6.4.1 Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 96,602 \times 1,7 = 164,224 \text{ KN}$.

$R_A = R_B = \frac{164,224}{2} = 82,112 \text{ KN}$.

2.6.4.2 Moment isostatique :

$$M_{zmax} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{96,602 \times 1,7^2}{8} = 34,90 \text{ KN.m.}$$

$$M_{zmax} = 34,90 \text{ KN/m.}$$

2.6.4.3 Effort tranchant :

$$T_{umax} = \frac{q_u L}{2} = \frac{96,602 \times 1,7}{2} = 82,112 \text{ KN.}$$

$$T_B = T_A = -82,112 \text{ KN.}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3M_{zmax} = -0,3 \times 34,90 = -10,47 \text{ KN/m.}$
- En travée : $M_{ua} = 0,8M_{zmax} = 0,8 \times 34,90 = 27,92 \text{ KN/m.}$

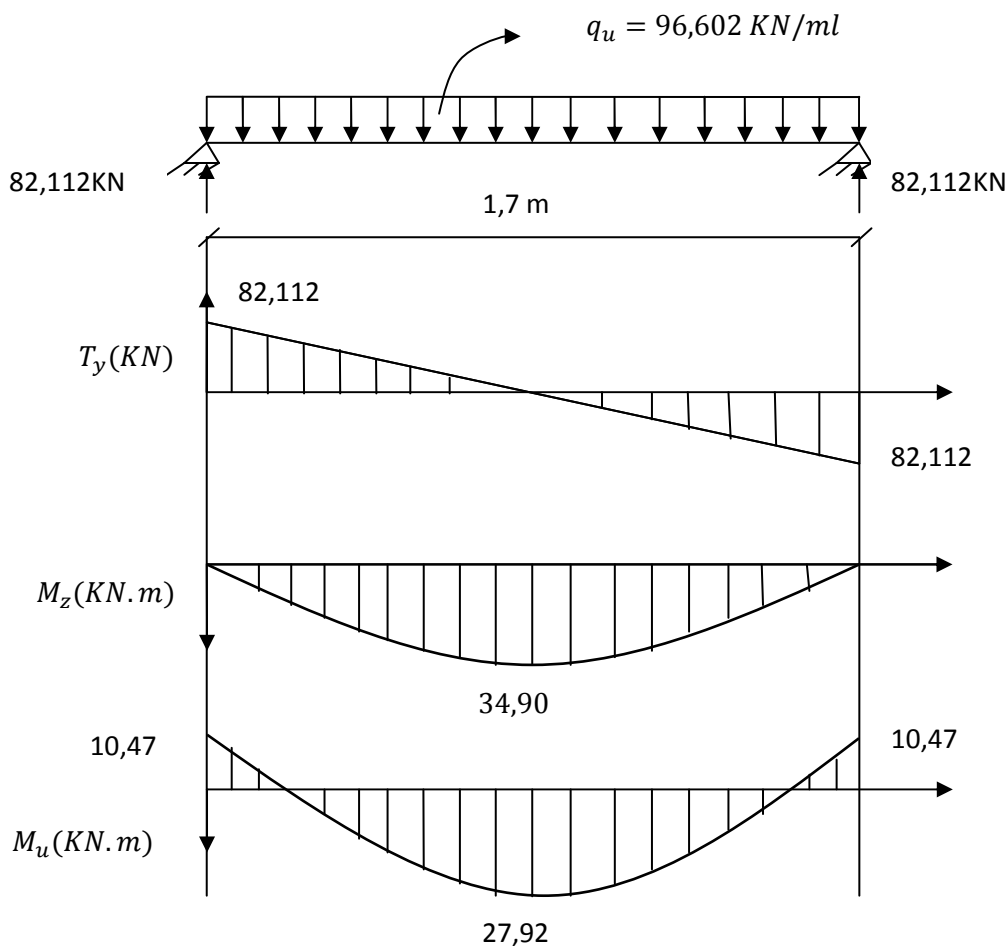


Figure III-19 : Diagramme des efforts internes à l'ELU de la poutre palière (type 2)

2.6.5 Détermination des efforts internes à l'ELS :

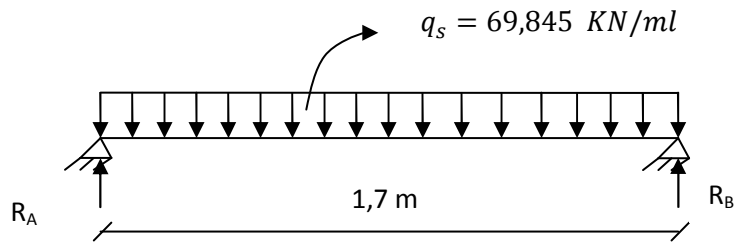


Figure III-20 : Chargement de la poutre palière (type2) à l'ELS

2.6.5.1 Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 69,845 \times 1,7 = 118,736 \text{ KN.}$$

$$R_A = R_B = \frac{118,737}{2} = 59,369 \text{ KN.}$$

2.6.5.2 Moment isostatique :

$$M_{zmax} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{69,845 \times 1,7^2}{8} = 25,232 \text{ KN.m.}$$

$$M_{zmax} = 25,232 \text{ KN/m.}$$

2.6.5.3 Effort tranchant :

$$T_{Smax} = \frac{q_s L}{2} = \frac{69,845 \times 1,7}{2} = 59,369 \text{ KN.}$$

$$T_B = -T_A = -59,369 \text{ KN.}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3M_{zmax} = -0,3 \times 25,232 = -7,57 \text{ KN/m.}$
- En travée : $M_{ua} = 0,8M_{zmax} = 0,8 \times 25,232 = 20,186 \text{ KN/m.}$

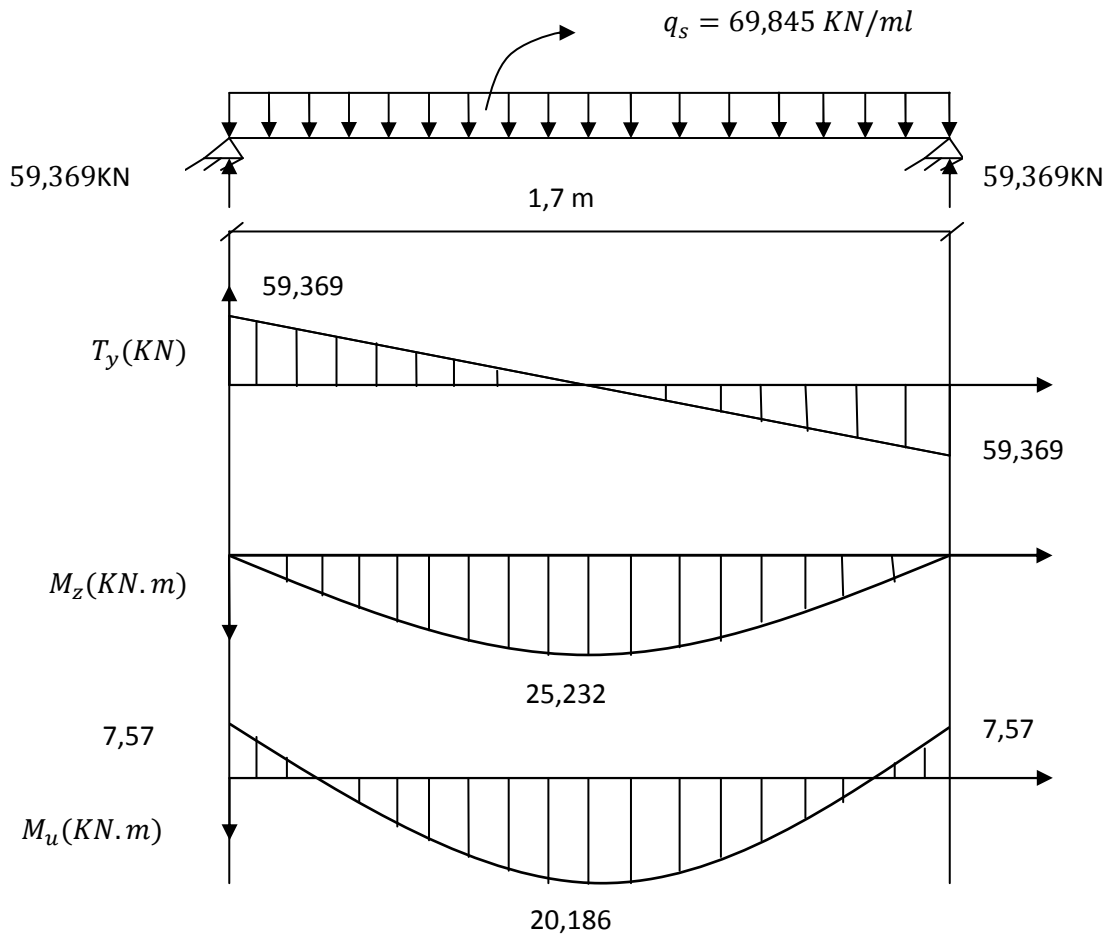
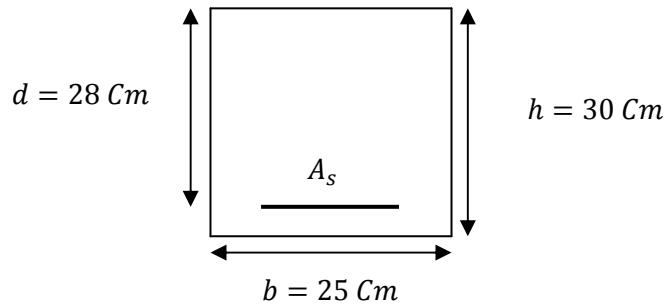


Figure III-21 : Diagramme des efforts internes à l'ELS de la poutre palière (type 2)

2.6.6 Calcul des armatures :



Section transversale de la poutre palière.

2.6.6.1 Section d'armature nécessaire aux appuis :

Le moment maximal aux appuis est : $M_{ua} = 10,47 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10470}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,0376.$$

$$\mu_a = 0,0376 < \mu_r = 0,392 \quad ==> \quad \text{Section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_a = 0,0376 \implies \beta_a = 0,981.$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10470}{0,981 \times 28 \times \frac{400}{1,15}} = 1,10 \text{ Cm}^2.$$

On opte pour : **3HA12** ($A_t = 3,39 \text{ Cm}^2$).

2.6.6.2 Section d'armature nécessaire en travée :

Le moment maximal en travée est : $M_{ut} = 27,92 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{27920}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,100.$$

$\mu_{ut} = 0,100 < \mu_r = 0,392 \implies$ Section simplement armée (SSA)

$$\mu_{ut} = 0,100 \implies \beta_{ut} = 0,947.$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27920}{0,947 \times 28 \times \frac{400}{1,15}} = 3,03 \text{ Cm}^2.$$

On opte pour : **3HA12 + 2HA10** ($A_t = 5,65 \text{ Cm}^2$).

2.6.7 Vérification à l'ELU :

2.6.7.1 Condition de non fragilité : (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ Cm}^2.$$

- a) En travée : $A_t = 5,65 \text{ Cm}^2 > A_{min} = 0,845 \text{ Cm}^2.$ }
 b) Aux appuis : $A_a = 3,39 \text{ Cm}^2 > A_{min} = 0,845 \text{ Cm}^2.$ } La condition est vérifiée.

2.6.7.2 Vérification de l'effort tranchant (BAEL91, Art .5.1.2.1) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

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

(Fissuration peu nuisible).

L'effort tranchant maximal est égal à $V_{u\max} = 82,112 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{82112}{250 \times 280} = 1,18 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

2.6.7.3 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91, Art A.6.1.3) :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\text{Avec } \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0,9d \sum u_i} = \frac{82112}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 2,88 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \implies \text{Condition vérifiée ;}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

2.6.7.4 Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL/ Art 5.1.313) :

Nous devons vérifier que :

$$T_{uMax} < T_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d$$

$$T_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 280 \times 250 \times 10^{-3}}{1,5} = 420 \text{ KN.}$$

$$T_{uMax} = 82,112 \text{ KN} < T_u = 420 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2.6.7.5 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieurs (BAEL/ Art 5.1.321) :

Nous devons vérifier que :

$$A_{ap} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_{uMax} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$\frac{1,15}{f_e} \left(T_{uMax} + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(82112 + \frac{-10,47 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 116,63 \text{ mm}^2 = 1,16 \text{ Cm}^2.$$

$$A_{ap} = 3,39 \text{ Cm}^2 > 1,16 \text{ Cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2.6.7.6 Armatures transversales :**A. Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}; \frac{25}{10}; 1,2 \right\} = 0,85 \text{ Cm.}$$

$$\phi_t \leq 0,85 \text{ Cm.}$$

On choisit un diamètre : $\phi 8$

$$\text{Soit : } A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ Cm}^2.$$

B. Espacement (RPA99/ Art 7.5.2.2) :**➤ En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 0,8 \right\} = \min \{7,5; 9,6\} = 7,5 \text{ Cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 7 \text{ Cm.}$$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ Cm.}$$

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

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 Cm au plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

C. Quantité d'armatures transversales minimales (RPA99/ Art 7.5.2.2) :

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ Cm}^2$$

$$A_s = 2,01 \text{ Cm}^2 > A_{min} = 1,125 \text{ Cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2.6.8 Vérification à l'ELS :**2.6.8.1 Etat limite de compression du béton:**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta d}$$

A. En travée :

$$M_{st} = 20,186 \text{ KN.m} ; A_{st} = 5,65 \text{ Cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{565}{25 \times 28} = 0,807$$

$$\rho_1 = 0,807 \implies \alpha_1 = 0,384 \implies \beta_1 = 0,872$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,384}{15(1 - 0,384)} = 0,0416$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta d} = \frac{20,186 \times 10^6}{565 \times 0,872 \times 280} = 146,328 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,0416 \times 146,328 = 6,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

B. Aux appuis :

$$M_{sa} = 7,57 \text{ KN.m} ; A_{sa} = 3,39 \text{ Cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{339}{25 \times 28} = 0,484$$

$$\rho_1 = 0,484 \implies \alpha_1 = 0,315 \implies \beta_1 = 0,895$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,315}{15(1 - 0,315)} = 0,0307$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta d} = \frac{7,57 \times 10^6}{339 \times 0,895 \times 280} = 89,108 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,0307 \times 89,108 = 2,736 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,736 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

2.6.8.2 Etat limite d'ouvertures des fissures :

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisible, alors il est inutile de procéder à leur vérification.

2.6.8.3 Etat limite de déformation :

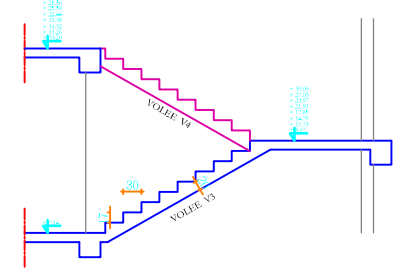
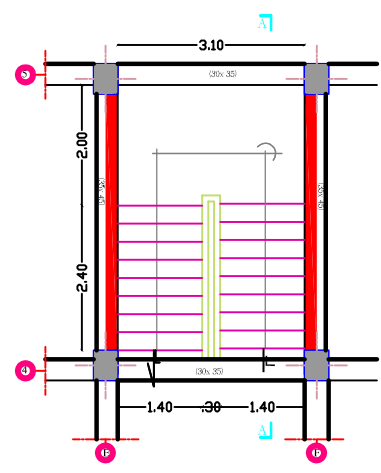
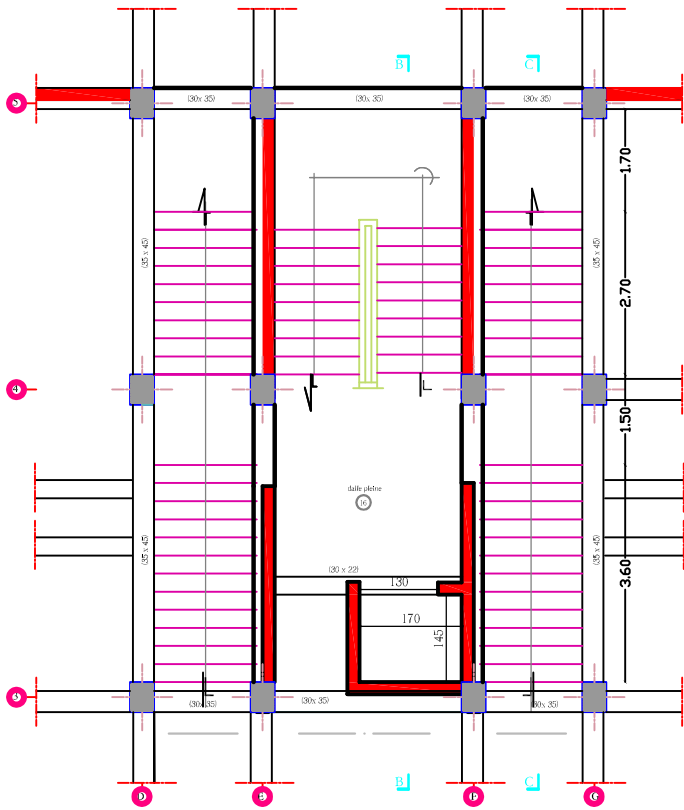
Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes n'est pas vérifiée

Vérification :

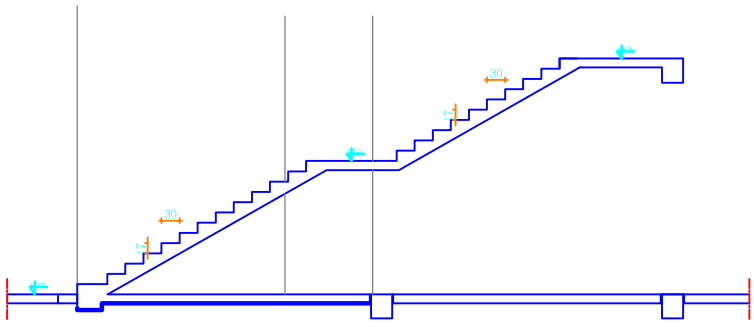
$$- \frac{H}{L} = \frac{30}{170} = 0,176 > \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$- \frac{A}{bd} = \frac{5,65}{25 \times 28} = 0,008 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \implies \text{condition vérifiée.}$$

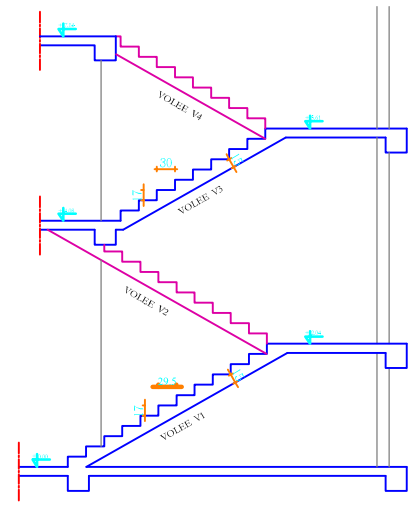
$$- \frac{h}{L} = \frac{30}{170} = 0,176 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{20,186}{10 \times 25,232} = 0,08 \implies \text{condition vérifiée}$$



COUPE A-A

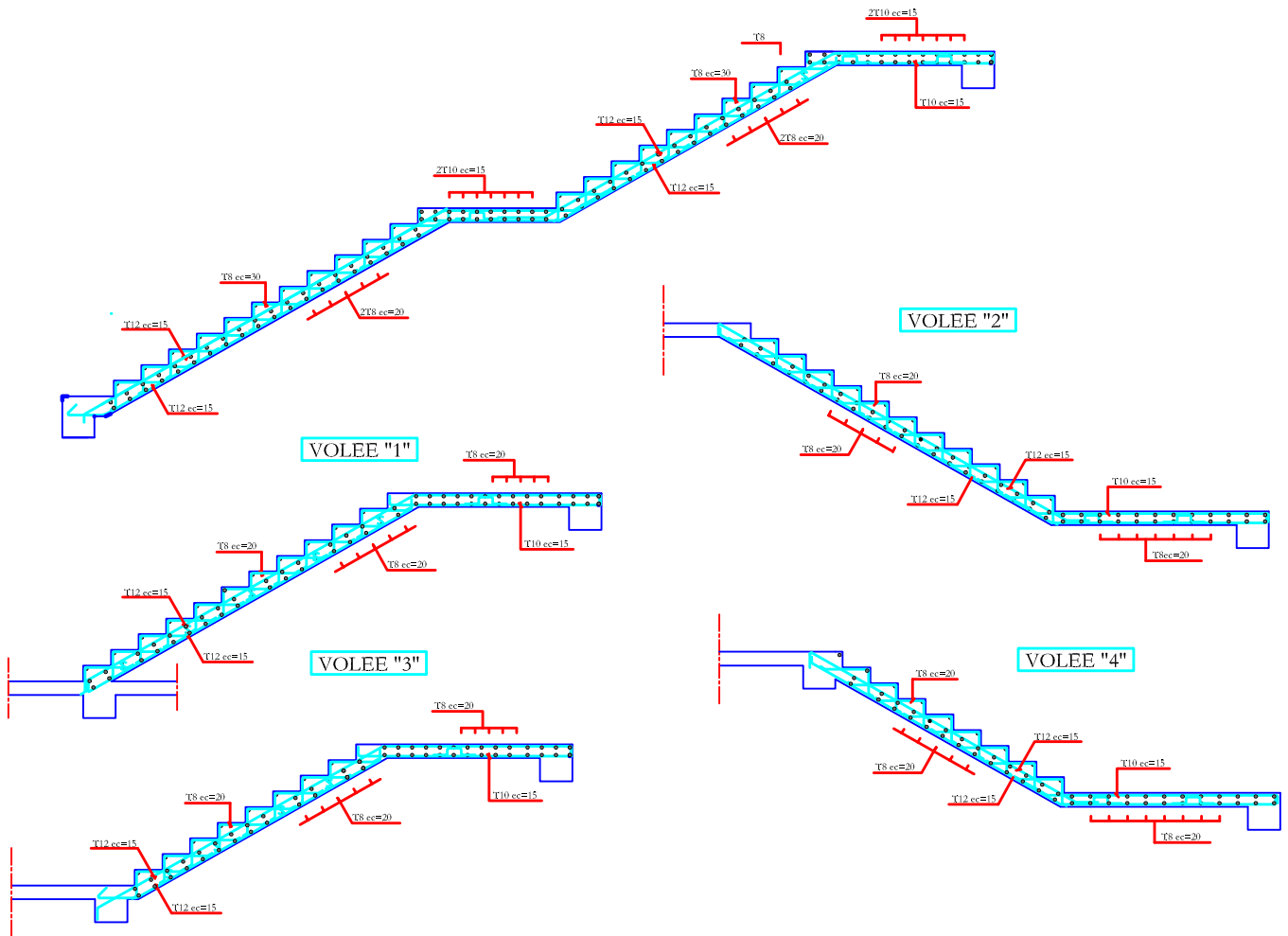


COUPE C-C



COUPE B-B

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Duzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Étudié par : TALEB Redouane BENNAKHLOUF Louiza	Plan de Coffrage des Escaliers	Echelle: 1/25
Dirigé par : Mr KACI		Promotion: 2013/2014



République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Duzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : TALEB Redouane BEN MAKHLouF Louiza	Plan de Ferrailage des Escaliers	Echelle: 1/25
Dirigé par : Mr KACI		Promotion: 2013/2014

3 Calcul des planchers :

Tous les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées, qui seront disposées suivant le sens de la plus petite portée

3.1 Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 [cm] pour les armatures \perp aux poutrelles
- 33 [cm] pour les armatures // aux poutrelles

3.1.1 Calcul des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

l : Longueur de l'hourdis

L' : Entre axe des poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} = 0.38 \rightarrow \text{vérifiée}$$

On opte pour $A_{\perp} = 5\text{Ø}4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $e=20$

3.1.2 Calcul des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 5\text{Ø}4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $e=20$

On opte pour le ferrailage de la dalle de compression, un treillis soudé (TLE 520) de dimension (4X20X4X20) cm²

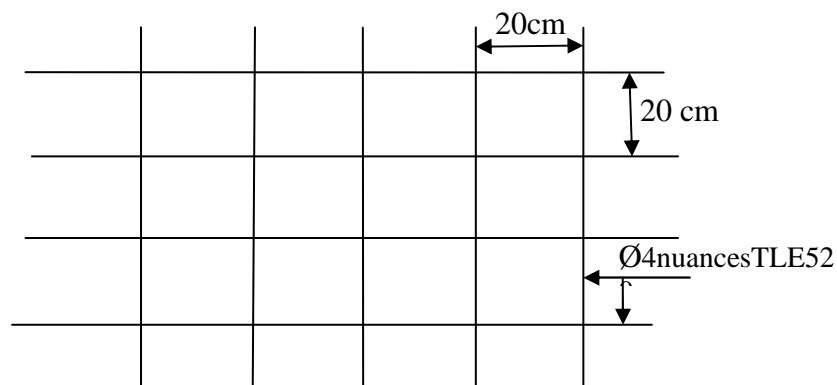


Figure III-22 : Treillis soudés (20×20) cm².

3.2 Etude de la poutrelle :

Tous les plancher sont en corps creux associées à des poutrelles préfabriquée, qui seront disposée selon le sens de la petite portée qui sont sollicitées par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul est généralement fait en deux étapes

3.2.1 Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux et celui de la main d'œuvre.

3.2.1.1 Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$$

- Poids du corps creux ;

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ ml}$$

- Poids totale ;

$$G_{tot} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharge de l'ouvrier :

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

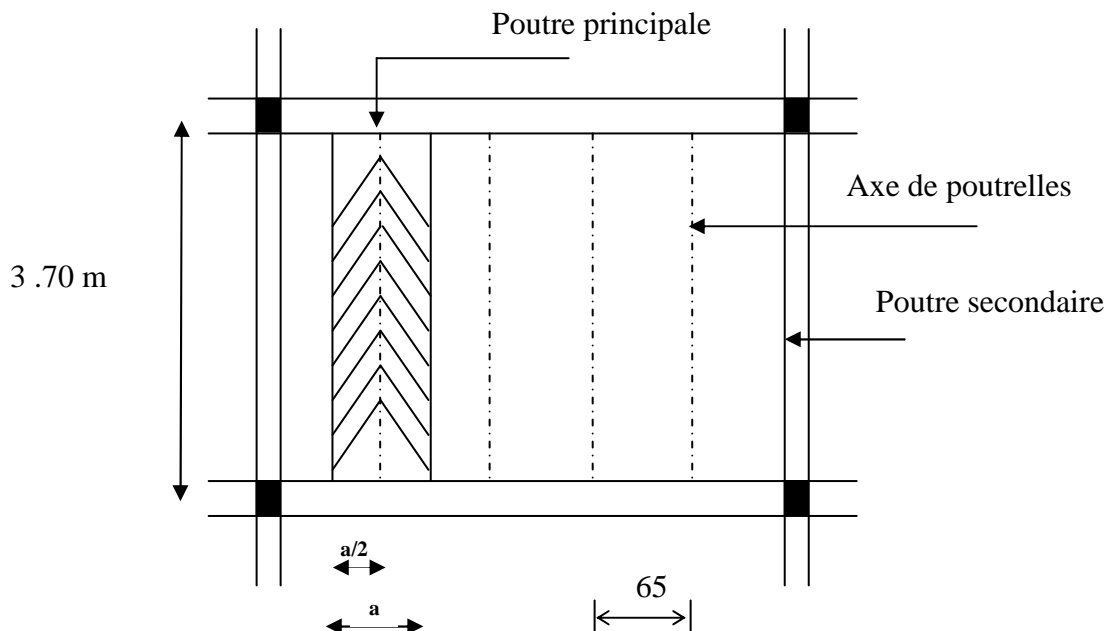
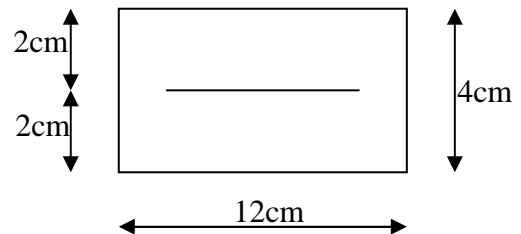


Figure III-23 : surface revenant aux poutrelles

3.2.1.2 Calcul à l'ELU :

A. Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 1,975 \text{ [KN/ml]}$$

$$q_u = 2.5 \text{ [KN/ml]}$$

B. Calcul du moment isostatique :

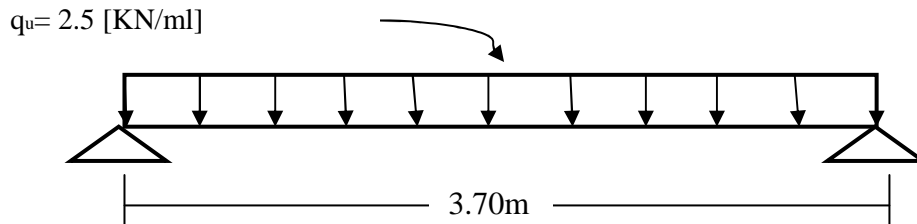


Figure III-24 : Schéma statique de la poutrelle.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2.5 \times \frac{(3.70)^2}{8} = 4.278 \text{ KN.m.}$$

C. Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.70}{2} = 4.625 \text{ KN}$$

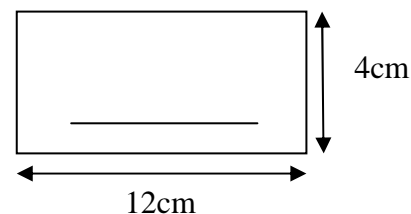
D. Ferrailage :

$$b = 12 \text{ cm.}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$h = 4 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 4 - 3 = 1 \text{ cm. (d : hauteur utile).}$$



$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} ; \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\delta_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{4.278 \times 10^6}{(120) \times (10)^2 \times 14.2} = 25.105$$

$$\mu_u = 25.105 > \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{La section est doublement armée.}$$

Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

3.2.2 Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera solidaire de celle-ci et calculée comme une poutre en Té continue reposant sur plusieurs appuis, avec une charge et surcharge uniformément répartie.

3.2.2.1 Dimensionnement de la poutrelle (article A.4.1/B.A.E.L 91) :

h : hauteur de la poutrelle (16+4)

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

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

$$b_l \leq \min \left\{ \frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; 8h_0 \right\}$$

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

L_1 : longueur de la plus grande travée.

$$L_1 = 510 \text{ cm}$$

D'où :

$$b_l \leq \min \{26.5; 51; 32\}$$

$$b_l = 26.5 \text{ cm}$$

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

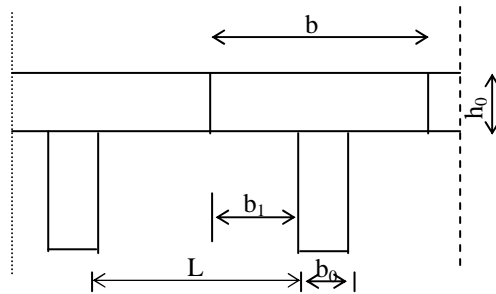


Figure III-25: Dimensions de la poutrelle.

3.2.2.2 Charges et surcharges:

Charge permanente : $G = 5.50 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$.

3.2.2.3 Combinaison d'actions :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.28 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 4.55 \text{ KN/ml}$$

3.2.2.4 Choix de la méthode de calcul :

Le BAEL propose les méthodes usuelles suivantes :

- la méthode forfaitaire
- la méthode des trois moments
- la méthode de Caquot

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (Article B.6.2, 210/BAEL91 modifié99) :

1) La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 :

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}. Q = 0.975 \text{ KN} < \max \{2G = 12.56 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

⇒ Condition vérifiée

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées ⇒ Condition vérifiée

3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$l_1/l_2=3.05/3.35=0.91$$

$$l_2/l_3=3.35/3.70=0.90$$

$$l_3/l_4=3.70/2=1.85$$

$$l_4/l_5=2/3.5=0.57$$

$$l_5/l_6=3.5/2=1.75$$

$$l_6/l_7=2/3.7=0.54$$

$$l_7/l_8=3.7/3.35=1.10$$

$$l_8/l_9=3.35/3.05=1.09$$

On voit que 4 conditions ne sont pas vérifiées.

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs, donc le calcul se fera avec la méthode des trois moments.

3.2.2.5 Rappel sur la méthode des trois moments :

A. Exposition de la méthode :

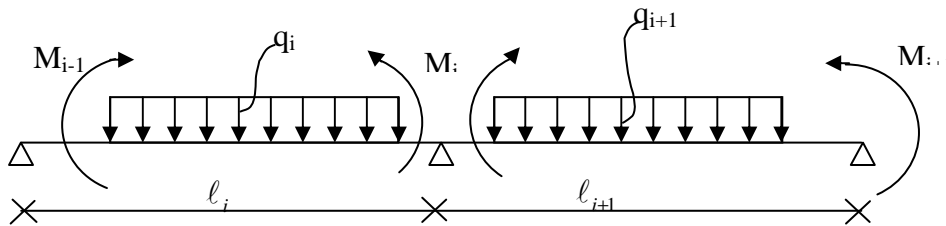


Figure III-26 : Méthode des trois moments

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

- Aux appuis :

$$M_{i-1}.l_i + 2.M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}.l_{i+1} = - \left(\frac{q_i.l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}.l_{i+1}^3}{4} \right)$$

- En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q.l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Efforts tranchant :

Pour $X = i \rightarrow T(i) = \frac{q.L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$

Pour $X = i + 1 \rightarrow T(i + 1) = \frac{-q.L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$

Avec :

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i+1'.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i+1'.

B. Application :

➤ **Schéma statique de calcul à ELU :**

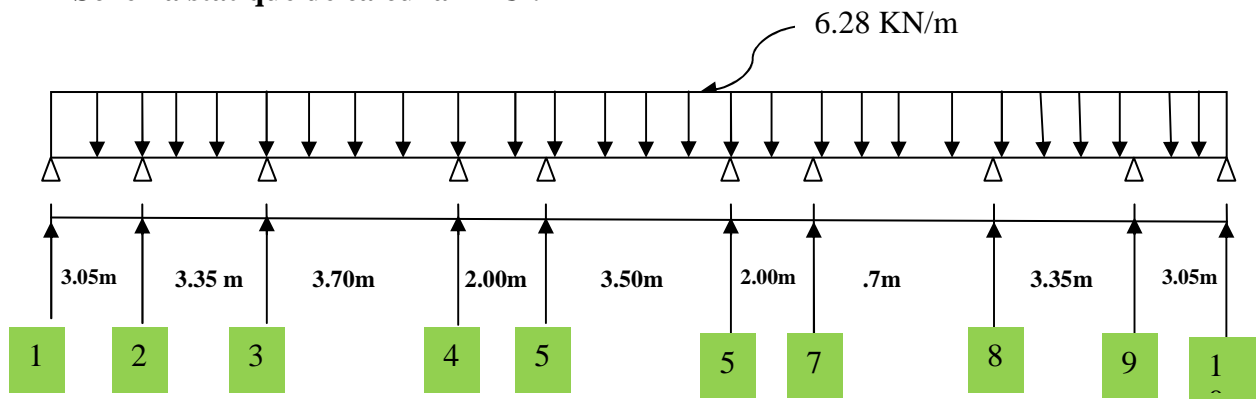


Figure III-27 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELU

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

L'appui 1 : $6.1M_1 + 3.05M_2 = -7.0931q_u$ ----- (1)

L'appui 2 : $3.05M_1 + 12.8M_2 + 3.35M_3 = -16.492q_u$ ----- (2)

L'appui 3 : $3.35M_2 + 14.1M_3 + 3.7M_4 = -22.0620q_u$ ----- (3)

L'appui 4 : $3.7M_3 + 11.4M_4 + 2M_5 = -14.6635q_u$ ----- (4)

L'appui 5 : $2M_4 + 11M_5 + 3.5M_6 = -12.7187q_u$ ----- (5)

L'appui 6 : $3.5M_5 + 11M_6 + 2M_7 = -12.7187q_u$ ----- (6)

L'appui 7 : $2M_6 + 11.4M_7 + 3.7M_8 = -14.6635q_u$ ----- (7)

L'appui 8 : $3.7M_7 + 14.1M_8 + 3.35M_9 = -22.0620q_u$ ----- (8)

L'appui 9 : $3.35M_8 + 12.8M_9 + 3.05M_{10} = -16.492q_u$ ----- (9)

L'appui 10 : $3.05M_9 + 6.1M_{10} = -7.0931q_u$ ----- (10)

Ecriture Sous forme matricielle:

$$\begin{pmatrix}
 6.1 & 3.05 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 3.05 & 12.8 & 3.35 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 3.35 & 14.1 & 3.7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 3.7 & 11.4 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 2 & 11 & 3.5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 3.5 & 11 & 2 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 11.4 & 3.7 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.7 & 14.1 & 3.35 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.35 & 12.8 & 3.05 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.05 & 6.1
 \end{pmatrix}
 \begin{pmatrix}
 M_1 \\
 M_2 \\
 M_3 \\
 M_4 \\
 M_5 \\
 M_6 \\
 M_7 \\
 M_8 \\
 M_9 \\
 M_{10}
 \end{pmatrix}
 = -q_u
 \begin{pmatrix}
 7.0931 \\
 16.492 \\
 22.0620 \\
 14.6635 \\
 12.7187 \\
 12.7187 \\
 14.6635 \\
 22.062 \\
 16.492 \\
 7.0931
 \end{pmatrix}$$

Après la résolution du système on aura:

$$\begin{aligned}
 M_1 &= -4.7911[\text{KN/m}] \\
 M_2 &= -5.0227[\text{KN/m}] \\
 M_3 &= -7.3631[\text{KN/m}] \\
 M_4 &= -4.8387[\text{KN/m}] \\
 M_5 &= -4.8411[\text{KN/m}] \\
 M_6 &= -4.8411[\text{KN/m}] \\
 M_7 &= -4.8387[\text{KN/m}] \\
 M_8 &= -7.3631[\text{KN/m}] \\
 M_9 &= -5.0227[\text{KN/m}] \\
 M_{10} &= -4.7911 [\text{KN/m}]
 \end{aligned}$$

Les valeurs des moments fléchissant ainsi que les efforts tranchants sont résumées dans le tableau suivant :

Travée	Longueurs des travées	X[m]	μ (x) [KN.m]	Mmax [KN.m]	T _i [KN]	T _{i+1} [KN]
1-2	3.05	1.512	7.301	2.3950	9.5010	-9.6529
2-3	3.35	1.563	8.770	2.6553	9.8203	-11.2176
3-4	3.7	2.067	10.598	4.6451	12.3002	-10.9357
4-5	2	0.999	3.139	-1.7008	6.2788	-6.2812
5-6	3.5	1.75	9.616	4.7749	10.99	-10.99
6-7	2	1	3.14	-1.6999	6.2812	-6.2788
7-8	3.7	1.741	10.709	4.6824	10.9357	-12.3002
8-9	3.35	1.786	8.770	2.6546	11.2176	-9.8203
9-10	3.05	1.537	7.301	2.3950	9.6529	-9.5010

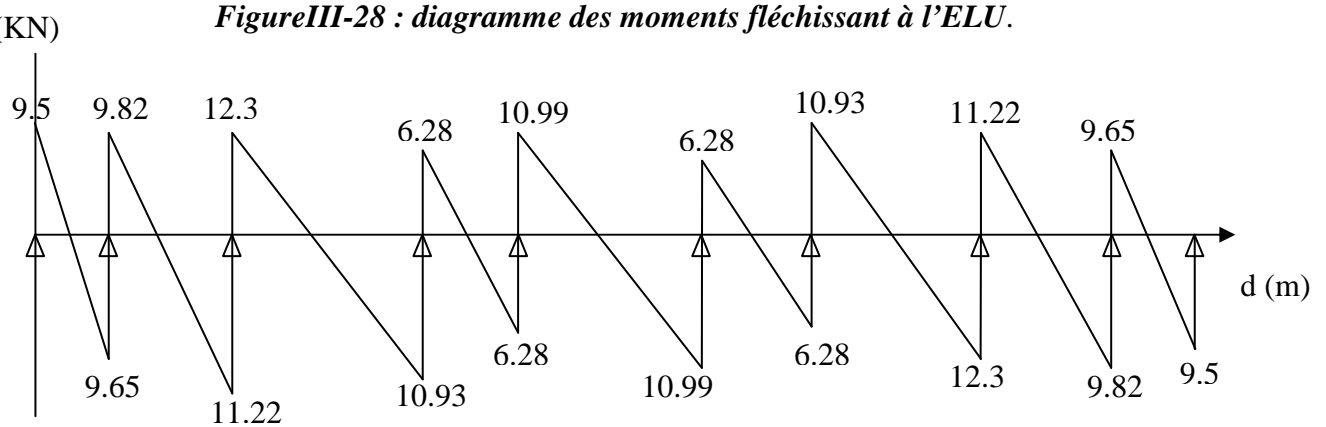
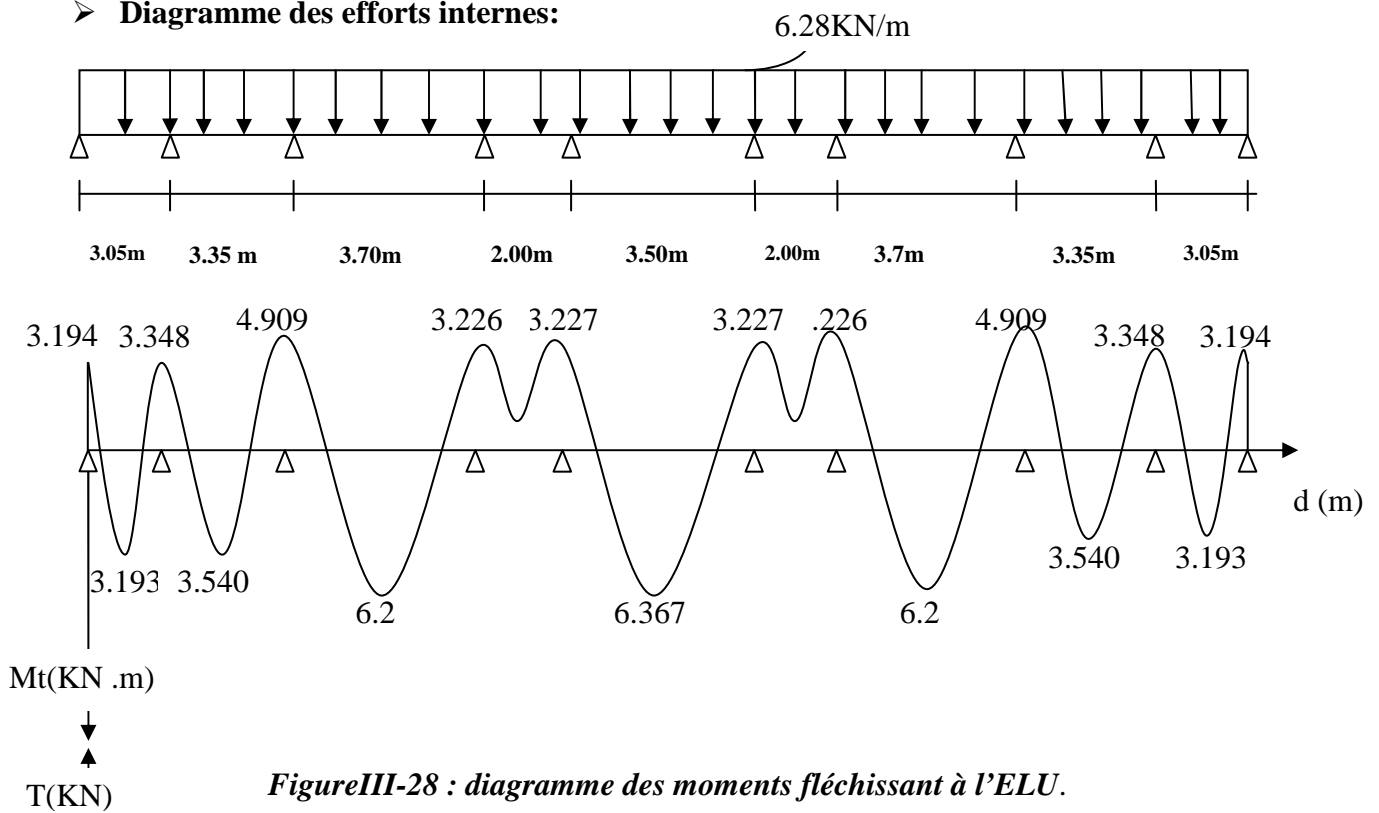
Tableau III-5: moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.

Remarque: La méthode des trois moments surestime les moments aux appuis et sous-estime les moments en travées, pour cela on réduit les moments sur appui de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées, les valeurs des moments en travées seront majorées en conséquence.

Travées	Moments en travées	Moments aux appuis
1-2	3.193 KN/m	-3.194 KN/m
2-3	3.540 KN/m	-3.348 KN/m
3-4	6.200 KN/m	-4.909 KN/m
4-5	-2.268 KN/m	-3.226 KN/m
5-6	6.367 KN/m	-3.227 KN/m
6-7	-2.268 KN/m	-3.227 KN/m
7-8	6.200 KN/m	-3.226 KN/m
8-9	3.540 KN/m	-4.909 KN/m
9-10	3.193 KN/m	-3.348 KN/m
		-3.194 KN/m

Tableau III-6: Les valeurs des moments en travées et aux appuis après correction

➤ Diagramme des efforts internes:



3.2.3 Calcule des armatures à ELU :

3.2.3.1 Armature longitudinales :

A. Armature en travées :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée. $M_{tmax}=6.367 \text{ KN/m}$

❖ Caractéristiques géométriques de la section de calcul

$b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)

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

$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée)

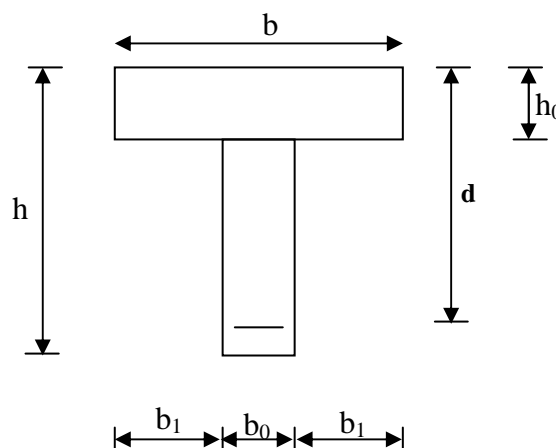


Figure III-30: Section de calcul de la poutrelle en travée après Coulage de la dalle de compression

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b h_0 f_{bu} (d - h_0/2) \text{ avec } : f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^3 (0.18 - 0.04/2) = 58.947 \text{ KN/m}$$

$M_u = 6.367 < M_0 = 58.947 \Rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.367}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.021 < \mu = 0.392 \quad == > SSA$$

Alors : $\beta=0.990$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{bd\sigma_{st}} = \frac{6.367}{0.990 \times 0.18 \times 348000} = 1.02 \times 10^{-4} m^2 = 1.02 cm^2$$

On adopte $A_t = 3HA10 = 2.35 cm^2$

B. Armatures Aux appuis :

$M_{a max}=4.909 KN/m$

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$b_0 = 12cm, c = 2cm, h = 20cm, d = 18cm$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.909}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.089 < \mu = 0.392 \quad == > SSA$$

Donc : $\beta=0.953$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{bd\sigma_{st}} = \frac{4.909}{0.953 \times 0.18 \times 348000} = 0.82 \times 10^{-4} m^2 = 0.82 cm^2$$

On adopte $A_a = 2HA10 = 1.57 cm^2$

3.2.3.2 Calcul des armatures transversales :

A. Diamètre des aciers transversaux (RPA99/2003-Art : 7-2-2) :

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_1, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \{10mm, 5.71, 12mm\}$$

On adopte un diamètre $\phi_t = 8mm$

B. L'espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min (0,9d, 40cm) = 16,2cm$$

Soit : $S_t = 15cm$

3.2.4 Vérification à l'ELU :

3.2.4.1 Condition de non fragilité :

A. En travée :

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

$$A_t = 2.35 cm^2 > A_{min} = 0.26 cm^2 \quad == > \text{Condition vérifiée}$$

B. Aux appuis :

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

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.2.4.2 Vérification à l'effort tranchant : ($T_{u \max} = 12.3002 \text{ KN}$) :

Les fissurations étant peu nuisibles.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{12.3002 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.569 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.569 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$ somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \Phi = 2 \times 3.14 \times 1 = 6.28 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.3002 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 6.28} = 1.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.2.4.4 Ancrage des barres : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa} \quad (\text{avec : } \Psi = 1.5 \text{ pour HA})$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets : $L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.21 = 14.084 \text{ cm}$

3.2.4.5 Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**A. Sur le béton :**

$$T_{u \max} \leq V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b_0}{\gamma_b}$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 12.3002 \text{ KN} < V_u = 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

B. Sur l'acier :

$$A_{ap} \geq \frac{1.15}{f_e} \times (T_{u \max} + \frac{Ma}{0.9 \times d})$$

$$A_{ap} \geq \frac{1.15}{400} \times (12.3002 \times 10^3 + \frac{-4.909 \times 10^6}{0.9 \times 180}) = -51.75 \text{ mm}^2 = -5.175 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 1.57 \text{ cm}^2 \geq -13.843 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : Les armatures calculées sont suffisantes.

3.2.5 Calcule à l'ELS :

On a : $q_s = 4.55 \text{ KN/ml}$

Sous forme matricielle :

$$\begin{pmatrix} 6.1 & 3.05 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3.05 & 12.8 & 3.35 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3.35 & 14.1 & 3.7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3.7 & 11.4 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 & 11 & 3.5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3.5 & 11 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 11.4 & 3.7 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.7 & 14.1 & 3.35 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.35 & 12.8 & 3.05 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.05 & 6.1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \\ M_7 \\ M_8 \\ M_9 \\ M_{10} \end{pmatrix} = -q_s \begin{pmatrix} 7.0931 \\ 16.492 \\ 22.0620 \\ 14.6635 \\ 12.7187 \\ 12.7187 \\ 14.6635 \\ 22.062 \\ 16.492 \\ 7.0931 \end{pmatrix}$$

Après la résolution du système on aura:

$$M_1 = -3.4712 \text{ [KN/m]}$$

$$M_2 = -3.6391 \text{ [KN/m]}$$

$$M_3 = -5.3348 \text{ [KN/m]}$$

$$M_4 = -3.5057 \text{ [KN/m]}$$

$$M_5 = -3.5075 \text{ [KN/m]}$$

$$M_6 = -3.5075 \text{ [KN/m]}$$

$$M_7 = -3.5057 \text{ [KN/m]}$$

$$M_8 = -5.3348 \text{ [KN/m]}$$

$$M_9 = -3.6391 \text{ [KN/m]}$$

$$M_{10} = -3.4712 \text{ [KN/m]}$$

Travée	Longueurs des travées	X[m]	μ (x) [KN.m]	Mmax [KN.m]	T _i [KN]	T _{i+1} [KN]
1-2	3.05	1.5129	5.2904	1.7359	6.8837	-6.9937
2-3	3.35	1.5637	6.3546	1.9239	7.1150	-8.1274
3-4	3.7	1.9586	7.7593	3.3927	8.9118	-7.9231
4-5	2	0.9998	2.2749	-1.2324	4.5491	-4.5509
5-6	3.5	1.75	6.9671	3.4596	7.9625	-7.9625
6-7	2	1.0001	2.2749	-1.2326	4.5509	-4.5491
7-8	3.7	1.7413	7.7593	4.2536	7.9231	-8.9118
8-9	3.35	1.7862	6.3546	1.0198	8.1274	-7.1150
9-10	3.05	1.5370	5.2904	1.6513	6.9937	-6.8837

Tableau III-7: moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.

Travées	Moments en travées	Moments aux appuis
1-2	2.315	-2.314
2-3	2.565	-2.426
3-4	4.524	-3.557
4-5	-1.643	-2.337
5-6	4.613	-2.338
6-7	-1.643	-2.338
7-8	5.671	-2.337
8-9	1.360	-3.557
9-10	2.202	-2.426
		-2.314

Tableau III-8: Les valeurs des moments en travées et aux appuis après correction

➤ Diagramme des efforts internes:

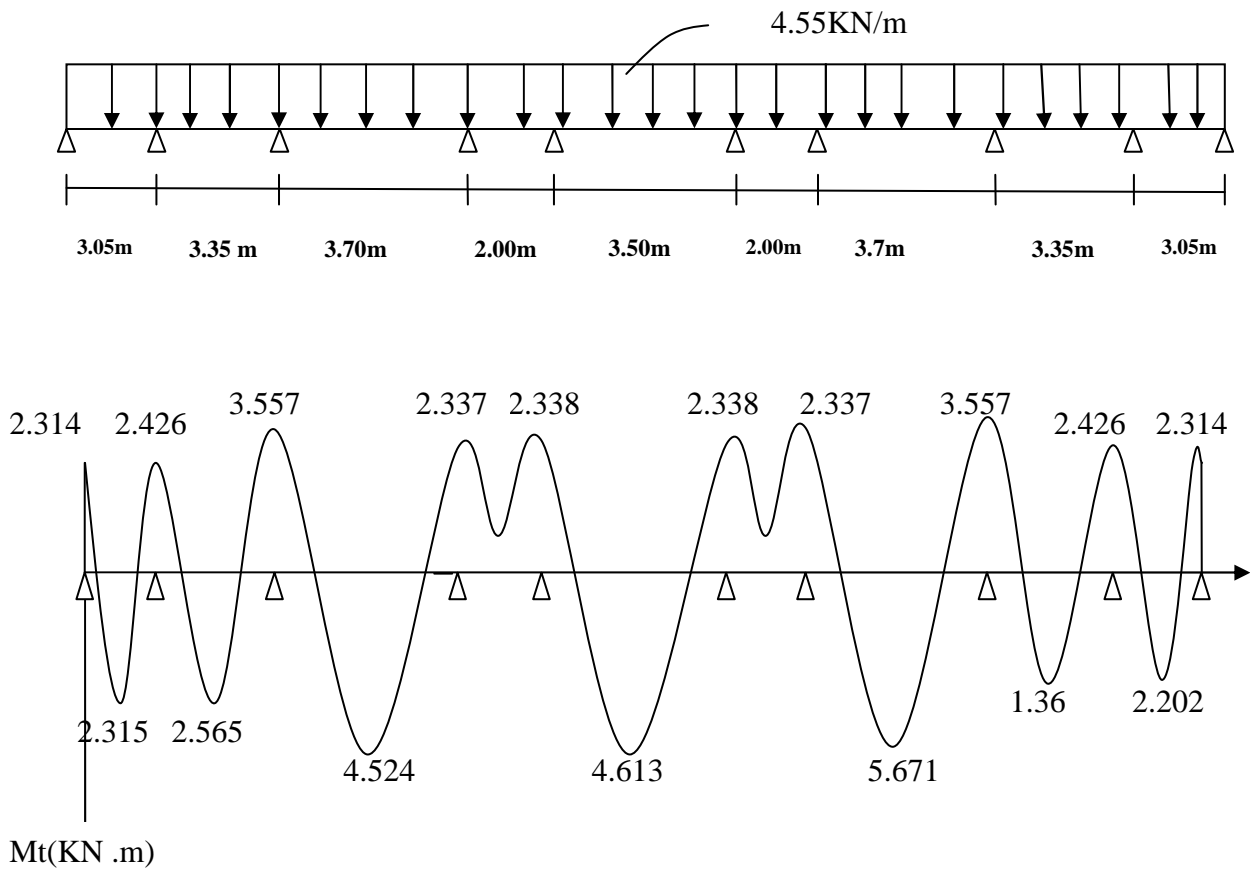


Figure III-31 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

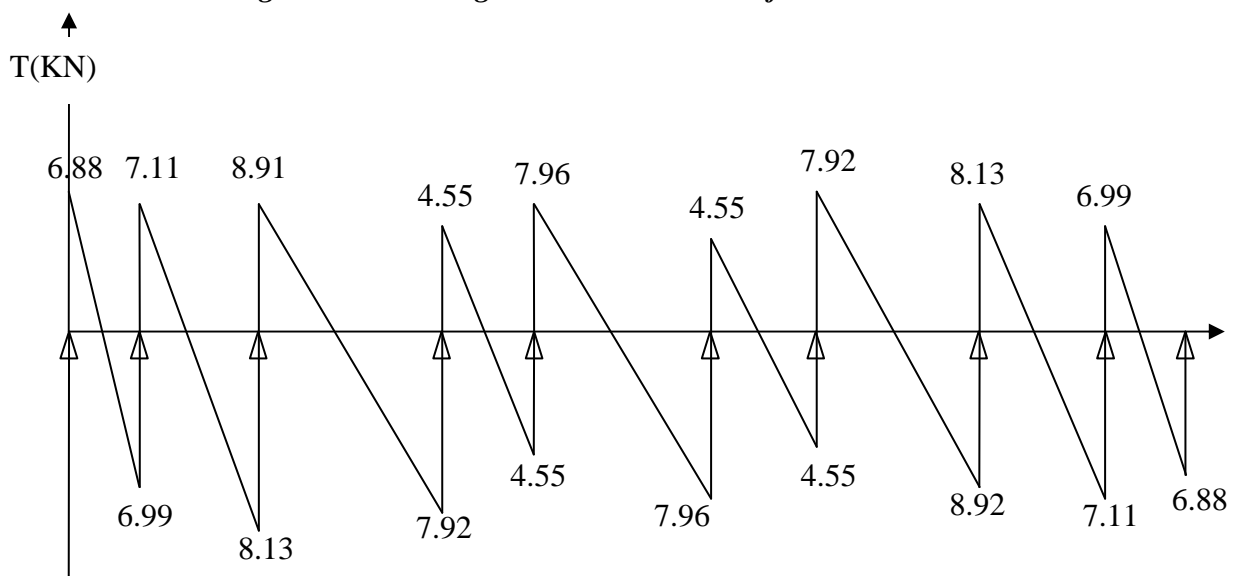


Figure III-32 : diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

3.2.6 Vérification à l'ELS :**3.2.6.1 Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

3.2.6.2 État limite de résistance à la compression du béton :

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

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

A. En travée :

$$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 19.72 \\ \beta_1 = 0.856 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.671 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 156.62 \text{ MPa} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{156.62}{19.72} = 7.94 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B. Sur appuis :

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 25.65 \\ \beta_1 = 0.877 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.557 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 1.57} = 147.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{147.04}{25.65} = 5.73 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

3.2.6.3 Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{370} = 0.062 > 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_0 = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{4.55 \times 3.70^2}{8} = 7.78 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{20}{370} = 0.054 < \frac{5.671}{10 \times 7.78} = 0.07 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01 = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Avec :

h : la hauteur totale du plancher.

L : portée libre de la poutrelle.

M_t : moment fléchissant max en travée.

M_0 : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b_0 : largeur de la poutrelle.

f_e : limite élastique des armatures tendues.

A : section d'armatures tendues

Conclusion : les conditions sont tous vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

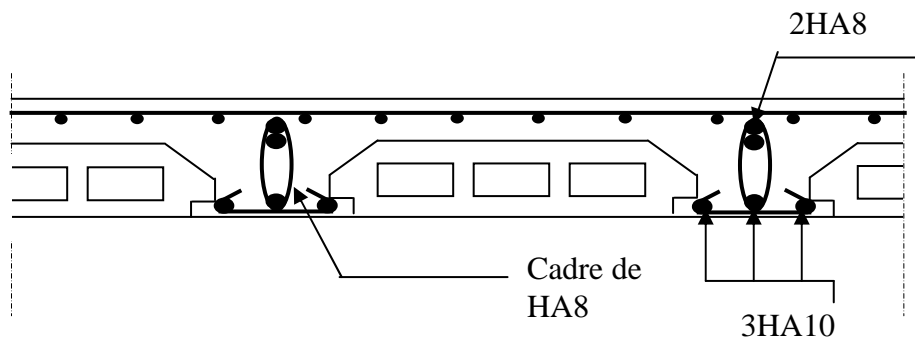


Figure II-33 : Schéma de ferrailage de plancher

4 Calcul de la dalle pleine:

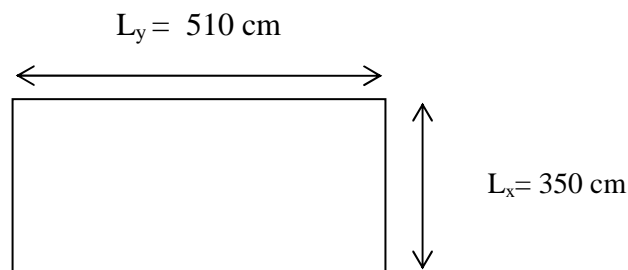
La partie centrale du plancher est constituée d'une dalle pleine reposant sur quatre appuis d'épaisseur h_t .

4.1 Epaisseur de la dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle pleine continue est donnée par cette formule :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{350}{30} = 11.66 \text{ cm}$$

h_t : doit être au moins égale à 12cm (RPA 99 version 2003), soit $h_t = 16 \text{ cm}$



On suppose que le panneau est simplement appuyé sur ses débords :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec : } L_x < L_y$$

$$\rho = \frac{350}{510} = 0.6 \Rightarrow \rho = 0.6 \quad \text{Le panneau de dalle travaille dans les deux sens}$$

$$v = 0 \quad \text{à l'ELU}$$

$$v = 0.2 \quad \text{à l'ELS}$$

- **Remarque :** Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

4.2 Combinaison de charges :

➤ Revêtements en carrelage :	$20 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
➤ Mortier de pose :	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$
➤ Couche de sable :	$18 \times 0.03 = 0.54 \text{ KN/m}^2$
➤ Dalle pleine en béton armé :	$25 \times 0.16 = 3.75 \text{ KN/m}^2$
➤ Enduit en plâtre :	$10 \times 0.02 = 0.2 \text{ KN/m}^2$
$G = 5.33 \text{ KN/m}^2$	
	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(5.33) + 1.5(2.5) = 10.95 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 5.33 + 2.5 = 7.83 \text{ KN/m}^2$$

4.3 Ferrailage :

$$\rho = 0.6 \Rightarrow \mu_x = 0.0822$$

$$\mu_y = 0.2948$$

$$M_x = \mu_x q_u L^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Avec : μ_x, μ_y coefficients donnés en fonction de ρ et de coefficient de poisson ν

$$M_x = 0.0822 \times 10.95 \times 3.5^2 = 11.026 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.2948 \times 11.026 = 3.25 \text{ KN.m}$$

Le Panneau de dalle est considéré continuer au-delà de ses appuis :

Moment en travée : $0,75M_x$ et $0,75M_y$

4.3.1 Détermination des moments :

✓ **En travée :**

$$M_{xt} = 0.75 M_x = 8.269 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.75 M_y = 2.43 \text{ KN.m}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_{xa} = -0,5 M_x = -5.513 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0,5 M_y = -1.62 \text{ KN.m}$$

4.3.2 Calcul des armatures à l'ELU:

On a: $b=100\text{cm}$, $h = 16 \text{ cm}$, $c= 2\text{cm}$

4.3.2.1 En travée:

✓ Dans le sens de la petite portée (L_x) :

$$\mu = \frac{M_{xt}}{bd_x^2 \sigma_{st}} \Rightarrow \frac{8.269 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.02 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}}$$

$$A_x = \frac{8.269 \times 10^3}{0.990 \times 14 \times 348} = 1.71 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm^2 avec un espacement : $e=25\text{cm}$

✓ Dans le sens de la grande portée (L_y) :

$$\mu = \frac{M_{yt}}{bd_y^2 \sigma_b} \Rightarrow \frac{2.43 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.008 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.008 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{\beta d_y \sigma_{st}}$$

$$A_y = \frac{2.43 \times 10^3}{0.996 \times 14 \times 348} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10=3.14 cm² avec un espacement : e=25cm

4.3.2.2 Aux appuis :

A. Dans le sens de la petite portée (L_x) :

$$\mu = \frac{M_{xa}}{bd^2} = \frac{5.513 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.01 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.01 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A = \frac{M_{xa}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.513 \times 10^3}{0.995 \times 14 \times 348} = 1.137 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 =3.14 cm² Avec un espacement e=25cm

B. Dans le sens de la grande portée (L_y) :

$$\mu = \frac{M_{ya}}{bd^2} = \frac{1.62 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.005 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.005 \Rightarrow \beta = 0.997$$

$$A = \frac{M_{ya}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.62 \times 10^3}{0.997 \times 14 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 =3.14 cm² avec un espacement e=25cm

4.3.3 Vérification à l'ELU:

4.3.3.1 Conditions de non fragilité :

A. Armatures // L_x :

$$A_{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) bh$$

$$\rho_0 = 0.8\% \quad \text{pour HA 400}$$

$$A_{\min} = 0.0008 \frac{3 - 0.6}{2} 100 \times 16 = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

B. Armatures // L_y :

$$A_{\min} = \rho_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4.3.3.2 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}$$

$$V_u = \frac{ql}{2} \Rightarrow V_u = \frac{10.95 \times 3.5}{2} = 19.162 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{10.95 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.078 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.078 \text{ MPa} < \bar{\tau} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

4.3.3.3 Vérification de l'adhérence des barres :

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

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i} \quad \text{Avec } \sum u_i : \text{ somme des périmètres utiles des armatures}$$

$$\sum u_i = 4 \pi 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.95 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 125.6} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4.3.3.4 Ancrages des barres :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}}$$

$$\bar{\tau} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = 35.3 \phi$$

$$L_s = 35.3 \times 1 = 35.3 \text{ cm}$$

4.3.3.5 Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ l'espacement est vérifié.

Armatures secondaires : $S_t \leq \min \{4h, 45\} \text{cm}$

$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ l'espacement est vérifié.

4.3.4 Vérification à l'ELS:**4.3.4.1 Calcul des moments :**

$$\rho = 0.6 \Rightarrow \mu_x = 0.0870$$

$$\mu_y = 0.4672$$

$$M_x = 0.0870 \times 7.83 \times 3.5^2 = 8.344 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.293 \times 8.344 = 2.44 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement :

A. En travée :

$$M_{xt} = 0.75 M_x$$

$$M_{xt} = 0.75 \times 8.344 = 6.258 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.75 M_y$$

$$M_{yt} = 0.75 \times 2.44 = 1.83 \text{ KN.m}$$

B. Aux appuis :

$$M_{xa} = -0.5 M_x$$

$$M_{xa} = -0.5 \times 8.344 = -4.172 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.5 M_y$$

$$M_{ya} = -0.5 \times 2.44 = -1.22 \text{ KN.m}$$

4.3.4.2 Etat limite de déformation du béton :

Pour une section rectangulaire $b=100\text{cm}$ et $h=16\text{cm}$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{3.6}{2.625} = 1.37$$

$$\mu = 0.012 \Rightarrow \alpha = 0.0151 < \gamma \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{5.513}{4.172} = 1.32$$

$$\mu = 0.01 \Rightarrow \alpha = 0.0126 < \gamma \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.3.4.3 Condition de limitation de la flèche:(BAEL91/B.6.5,2) :

$$f_{\max} = \frac{M_t L^2}{10 E_\gamma I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \quad I = \frac{b e^3}{12} = \frac{100 \times 16^3}{12} = 3.41 \times 10^{-4} m^4$$

$$f_{\max} = \frac{0.9 \times 10^3 \times 5.1^2}{10 \times 10818.86 \times 10^6 \times 3.41 \times 10^{-4}} = 0.00063 m = 0.63 mm \leq \bar{f} = \frac{5.10}{500} = 0.0102 m = 10.2 mm$$

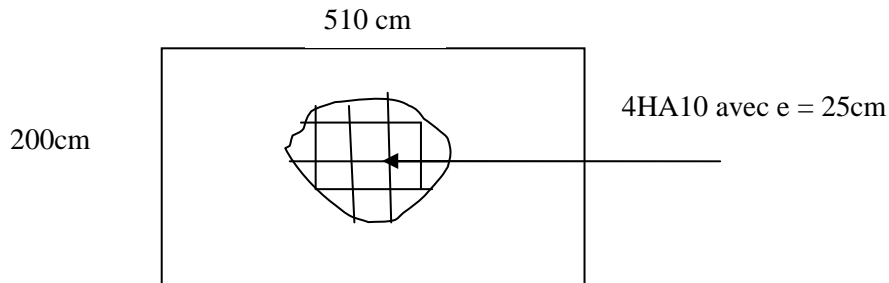


Schéma de ferrailage de la dalle pleine

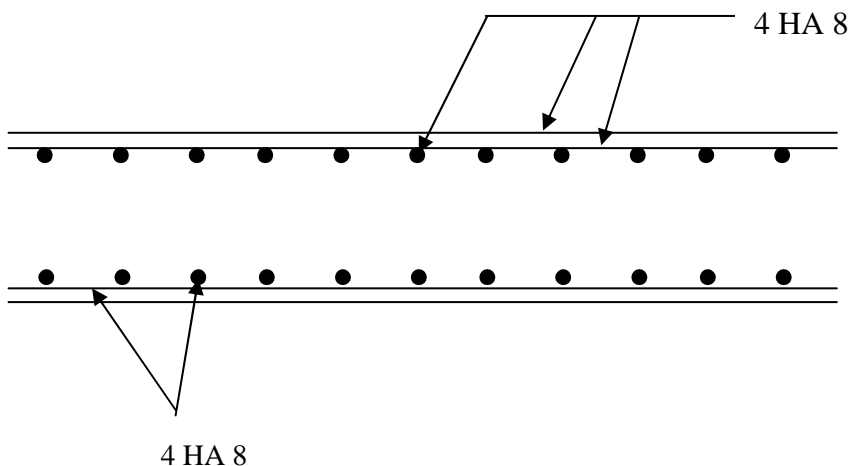


Figure III-34 : Plan de ferrailage de la dalle pleine

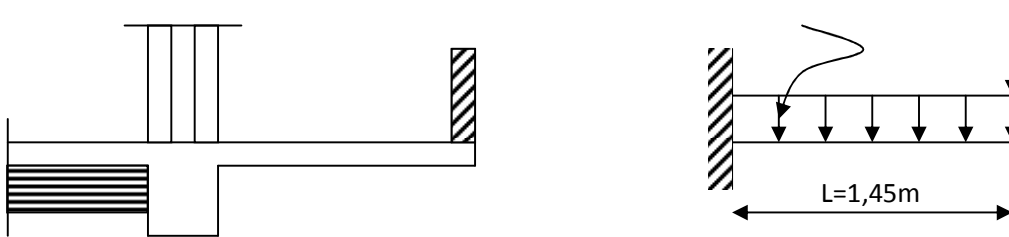
5 Balcon en dalle pleine :

Le balcon à calculer est en dalle pleine et a pour dimensions :

Largeur : 1.45 [m]

Longueur : 2.5 [m]

Le balcon est considéré comme une console en béton armée encastrée au niveau de la poutre de rive, elle est réalisée en dalle pleine



5.1 Dimensionnement :

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

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{145}{10} = 14.5 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15 \text{ [cm]}$

5.2 Charges et surcharges :

5.2.1 Charges permanentes :

- Poids propre de la dalle pleine :	$25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable (3cm) :	$0,03 \times 18 = 0,54 \text{ KN/ml}$
- Mortier de pose (2cm) :	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Carrelage (2cm) :	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment (1cm) :	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ KN/ml}$
	$G_1 = 5,49 \text{ KN/ml}$

5.2.2 Charge concentrée :

-brique creuse (10cm)	$0.1 \times 9 = 0.9 \text{ KN/m}^2$.	} $G_2 = 1,7 \text{ KN/ml}$
-enduit ciment (2cm x2)	$0.02 \times 20 \times 2 = 0.8 \text{ KN/m}^2$.	

5.2.3 Surcharge d'exploitation de la dalle :

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR bc-2.2, pour le cas des balcons on prend $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

5.3 Combinaisons de charges :

5.3.1 A l'ELU :

➤ *Dalle pleine :*

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_{u1} = 1,35(5,49) + 1,5(3,5) = 12,661 \text{ KN/ml}$$

➤ *Garde-corps :*

$$q_{u2} = 1,35 G_2$$

$$q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \times 1,7 = 2,30 \text{ KN/ml}$$

5.3.2 A l'ELS :

➤ *Dalle pleine :*

$$q_{s1} = G + Q$$

$$q_{s1} = 5,49 + 3,5 = 8,99 \text{ KN/ml}$$

➤ *Garde-corps :*

$$q_{s2} = G_2$$

$$q_{s2} = 1,7 = 1,7 \text{ KN/ml}$$

5.4 Ferrailage :

5.4.1 Calcul des moments :

5.4.1.1 Calcul à l'ELU :

- Moment provoqué par la charge q_{u1} :

$$M_{qu1} = q_{u1} L^2 / 2 = 12,661 \times (1,45)^2 / 2 = 13,309 \text{ KNm}$$

- Moment provoqué par la charge q_{u2} :

$$M_{qu2} = q_{u2} \times L = 2,295 \times 1,45 = 3,32775 \text{ KNm}$$

- Moment total:

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 13,309 + 3,32775 = 16,6376 \text{ KNm}$$

5.4.1.2 Calcul à l'ELS :

- Moment provoqué par charge q_{s1}

$$M_{qs1} = q_{s1} L^2 / 2 = 8,99 \times (1,45)^2 / 2 = 9,450 \text{ KNm}$$

- Moment provoqué par surcharge q_{s2} :

$$M_{qs2} = q_{s2} \times L = 1,7 \times 1,45 = 2,465 \text{ KNm}$$

- Moment total

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{2s}} = 9.450 + 2.465 = 11.915 \text{ KNm}$$

5.4.2 Calcul des armatures à l'ELU :

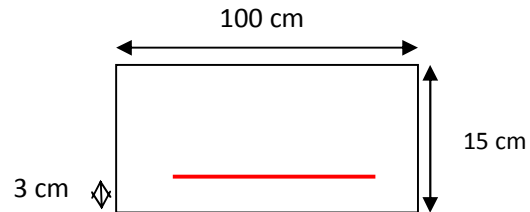
Le calcul se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple de section rectangulaire (b x h) de dimensions :

$$b = 100 [\text{cm}]$$

$$h = 15 [\text{cm}]$$

$$d = 12 [\text{cm}]$$

$$c = 3 [\text{cm}].$$



5.4.2.1 Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{16.6376 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.08 < 0.392$$

$$\mu_b = 0.08 < 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.08 \implies \beta = 0.958$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.6376 \times 10^3}{0.958 \times 12 \times 348} = 4.158 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement St = 20cm.

5.4.2.2 Armatures de répartition :

$$A_{st} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² ; avec un espacement (St = 25 cm.)

5.4.3 Vérification à l'ELU :

5.4.3.1 Répartition des barres:

A. Armatures principales:

$$St \leq \min \{3h, 33\} [\text{cm}]$$

$$St \leq \min \{45, 33\} = 33 \text{ cm}$$

St = 20cm < 33cm \implies condition est vérifiée.

B. Armatures de repartitions:

$$St < \{4h, 45\} \text{ [cm]}$$

$$St < \{60, 45\} = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

5.4.3.2 Condition de non fragilité: (BAEL91 / Art A.4.2.1)

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 \implies \text{condition est vérifiée.}$$

5.4.3.3 Vérification au cisaillement :(Art A.5.1.211/BAEL91)

$$L'effort tranchant est: V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12.661 \times 1.45 + 2.3 \implies V_u = 20.658 \text{ KN}$$

$$\tau_u \equiv \min (0.13 f_{c28} ; 5) \text{ [MPa]} \text{ pour les fissurations peu nuisibles.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ Avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\tau_u = \frac{20.658 \times 10^3}{120 \times 1000} = 0.172$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{condition est vérifiée.}$$

5.4.3.4 Vérification de l'adhérence dans les barres :

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

Ψ_s : Coefficient de scellement

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 5 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

Avec n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{20.658 \times 10}{0.9 \times 12 \times 18.84} = 1.015 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{La section est vérifiée}$$

5.4.3.5 Calcul de l'ancrage :

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} > e = 30 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets. $L_r = 0,4$ $L_s = 16,928 \text{ cm}$ longueur de recouvrement.

5.4.4 Vérification à l'ELS :**5.4.4.1 Vérification des contraintes :**

A. Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que la contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,470 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,896 \quad \text{et} \quad K_1 = 33,08$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{11,91 \times 10^3}{0,896 \times 12 \times 5,65} = 196,053 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{196,053}{33,08} = 5,9266 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Longrightarrow \quad$ la condition est vérifiée.

B. Vérification des contraintes dans l'Acier :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{11,91 \times 10^3}{0,896 \times 12 \times 5,65} = 196,053 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \Longrightarrow \quad$ la condition est vérifiée.

5.4.4.2 Calcul de la flèche:

Pour se dispenser de calcul de la flèche, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{avec} \quad h: \text{ hauteur de la dalle pleine} \\ L: \text{ longueur de la travée}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{3,6}{f_e} \quad \text{avec} \quad f_e: \text{ limite d'élastique de l'acier.} \\ A: \text{ section d'acier en travée.}$$

✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$ avec: M_t : Moment max en travée
 M_0 : Moment max isostatique

➤ **Vérification:**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{15}{145} = 0.103 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.003 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{15}{145} = 0.103 \geq \frac{11.91}{15 \times 11.91} = 0.067 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

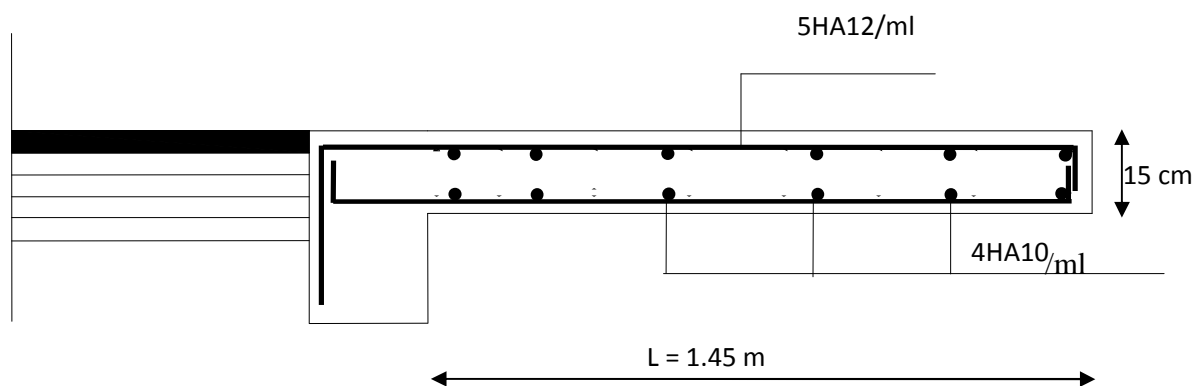


Figure III-35: Ferrailage de balcon

6 Etude de la poutre de chaînage :

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

6.1 Pré-dimensionnement de la poutre :

6.1.1 La hauteur :

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

Avec :

h_t : la hauteur de la poutre

L : la portée libre de la poutre.

$L = (370 - 35 = 335 \text{ cm})$; 35 cm la largeur de la poutre.

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

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

$$\frac{335}{15} \leq h_t \leq \frac{335}{10} \Rightarrow 22.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 33.5 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 30 \text{ cm}$

6.1.2 La largeur :

$$0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 \cdot h_t \Rightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : $b = 22 \text{ cm}$

6.1.3 Vérification du rapport $\frac{ht}{b}$:

$$\frac{ht}{b} = \frac{30}{22} = 1,36 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors on opte pour la poutre du chaînage une section de $(22 \times 30) \text{ cm}^2$

6.2 Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre $25 \times 0.30 \times 0.22 = 1.65 \text{ KN/ml}$.

Poids du mur (double cloison)..... $2 \cdot 36 (3.06 - 0.30) = 6.51 \text{ KN/ml}$.

Le poids du plancher $5.28 (0.65/2) = 1.716 \text{ KN/ml}$.

La charge d'exploitation Q $1.5 (0.65/2) = 0.50 \text{ KN/ml}$.

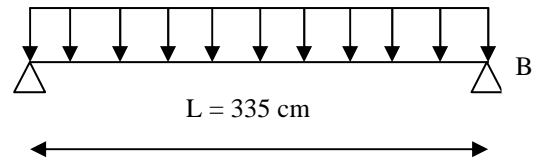


Figure III-36 : Schéma statique de la poutre de chaînage

6.3 Combinaison des charges :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.37 + 1.5 \times 0.5 = 14.74 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_s = G + Q = 10.37 + 0.5 = 10.87 \text{ KN/ml}$

6.4 Calcul des efforts internes à l'ELU :

6.4.1 Calcul de moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.74 \times 3.35^2}{8} = 20.67 \text{ KN.m}$$

6.4.2 Calcul de L'effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.74 \times 3.35}{2} = 24.68 \text{ KN.}$$

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

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 20.67 = -6.201 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 20.67 = 17.56 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

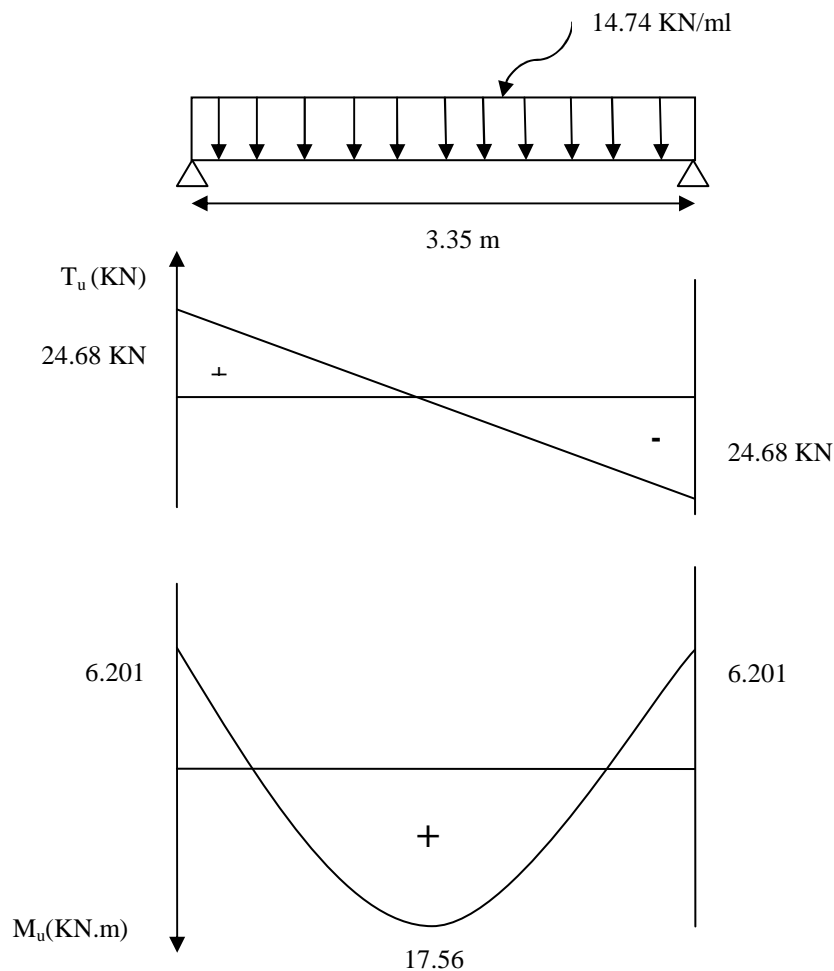


Figure III -37 : Diagramme des efforts internes à l'E.L.U.

6.5 Calcul des armatures :

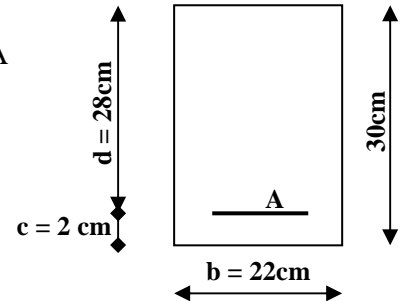
6.5.1 Aux appuis :

$M_{au} = 6.201 \text{ KN.m}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $c = 2 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.201 \times 10^6}{220 \times 280^2 \times 14.2} = 0.025 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$\mu = 0.025 \Rightarrow \beta = 0.033$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{6.201 \times 10^6}{0.0330 \times 280 \times 348} = 19.28 \text{ mm}^2 = 0.1928 \text{ cm}^2$$



Soit : **3HA12 = 3.39 cm²**

6.5.2 En travée :

$M_{tu} = 17.56 \text{ KN.m}$.

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.56 \times 10^6}{220 \times 280^2 \times 14.2} = 0.071 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$\mu = 0.071 \Rightarrow \beta = 0.971$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{17.48 \times 10^6}{0.971 \times 280 \times 348} = 1.84 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12 = 3.39 cm²**

Le RPA exige que :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Donc :

$$3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 35}{100} = 4,37 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

6.6 Vérifications à l'ELU (BAEL 91, modifié 99/Art. A.4.2.1) :

6.6.1 Condition de non fragilité :

$A_{min} \leq A$

$$A \geq A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 22 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$$

$A_{au} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.996 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$A_{tu} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.996 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

6.6.2 Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :

$\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Seu} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9.d.\sum U_i} = \frac{24.56 \times 10^3}{0,9 \times 33 \times 3 \times 3.14 \times 1.2 \times 10^2} = 0,73 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 0.73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

6.6.3.1 L'influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier : } \frac{2T_{u \max}}{0,9.d.b} \leq 0,87 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow T_{u \max} \leq 0,4.d.b.0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 33 \times 0,9 \frac{2,5}{1,5} \times 25 = 495 \text{ KN.}$$

$$T_{u \max} = 24.56 \text{ KN} < 495 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.6.3.2 L'influence sur les aciers :

$$\text{On doit vérifier : } A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(24.56 + \frac{6.171 \times 10^2}{0,9 \times 33} \right) = 0.122 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.17 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

6.6.3.3 Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\zeta_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\zeta}_u$$

$$\bar{\zeta}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{2,1}{1,5}; 5 \text{ MPA} \right\} = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\zeta_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{24.56 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,297 \text{ MP}$$

$$\zeta_u = 0.28 \text{ MP} < \bar{\zeta}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.6.3.4 Ancrage des barres :

$$l_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad l_s = 45 \text{ cm}$$

Vu que l_s est grande alors les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

6.6.4 Les armatures transversales (BAEL 91, modifié/ Art.A.7.22) :

6.6.4.1 Section des armatures :

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule suivante : $\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10}\right)$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

Φ : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\Phi \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \Phi_l ; \frac{25}{10}\right) \Rightarrow \Phi \leq \min(1 ; 1.2 ; 2.5)\text{cm.}$$

$$\Phi \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \Phi = 8 \text{ mm}$$

On opte comme les armatures transversales un cadre de $\Phi 8$ et une étrépie de $\Phi 8$ mm.

6.6.4.2 Espacement des armatures transversales (BAEL 91 ; Art. A.7.51.22) :

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 33; 40) = 29,7 \text{ cm}$$

$$St \leq 29,7 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

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

$$\frac{A_u \cdot f_e}{b \cdot St} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{3.39 \times 400}{25 \times 25} = 2.17 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6.6.4.3 Vérification selon le RPA 99 : (Art. A.7.5.2.2)

A. Espacement :

L'espacement des armatures transversal doit vérifier les conditions suivantes :

✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_l ; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30\right) = \min\{8.75; 14.4; 30\} \text{ cm}$$

$$St \leq 8.75 \text{ cm} \Rightarrow St = 7 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit : St = 15 cm.

B. La quantité d'armatures minimales :

Selon le RPA 99, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante : $A_t \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.003 \times S \cdot b$$

Avec b : largeur de la portée

S : espacement des armatures transversales.

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 \quad \Rightarrow \quad A_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$(\text{Soit } 1 \text{ cadre} + 1 \text{ éterier}) = \text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

6.7 Calculs à l'ELS :

6.7.1 Calcul des efforts internes :

6.7.1.1 Calcul de moment isostatique :

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.803 \times 3.35^2}{8} = 15.154 \text{ KN.m}$$

6.7.1.2 Calcul de l'effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10.803 \times 3.35}{2} = 18.09 \text{ KN.}$$

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

Sur appuis : $M_a = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 15.154 = -4.54 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 15.154 = 12.880 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

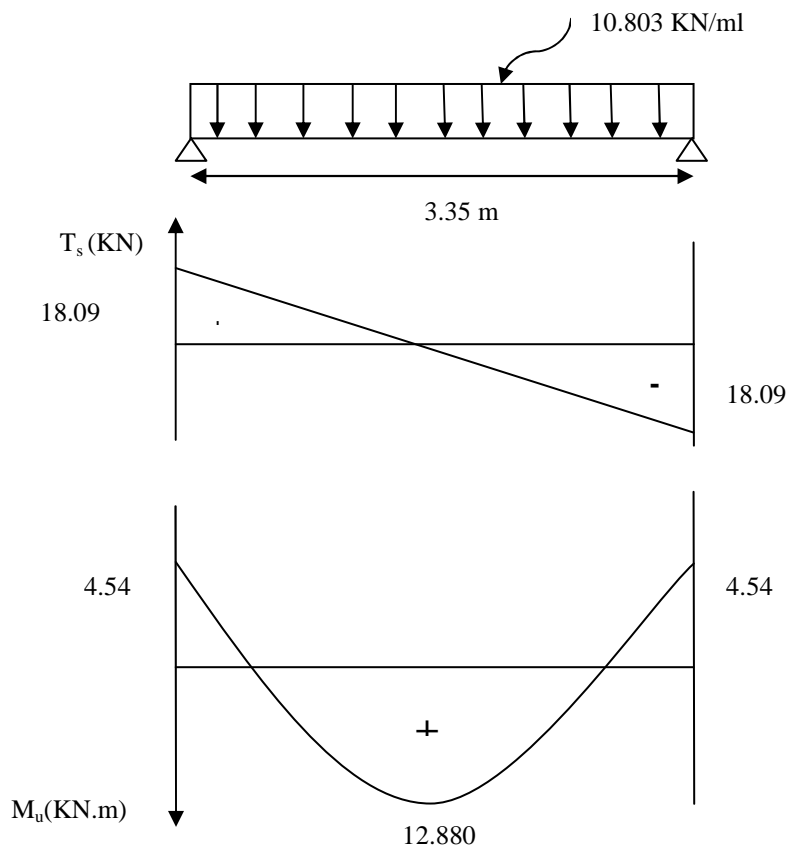


Figure III -38 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

6.8 Vérifications à l'ELS :

6.8.1 Vérification de la contrainte dans le béton :

6.8.1.1 Aux appuis :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ avec } \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.41$$

$$\rho_1 = 0.41 \Rightarrow \beta_1 = 0.901 \Rightarrow k_1 = 35.5$$

$$\sigma_s = \frac{4.54 \times 10^6}{0.901 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 45.041\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{45.041}{35.5} = 1.26\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.26\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.8.1.2 En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.41$$

$$\rho_1 = 0.41 \Rightarrow \beta_1 = 0.901 \Rightarrow k_1 = 35.50$$

$$\sigma_s = \frac{12.88 \times 10^6}{0.901 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 127.78\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{127.78}{35.50} = 3.60\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6.8.2 Etat limite d'ouverture des fissures :

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

6.8.3 Etat limite de déformation : (BAEL 91, modifié/Art. A.4.6.

Avant s'opter à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left(\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{400} \end{array} \right)$$

Donc on a :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{335} = 0.104 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition est vérifiée

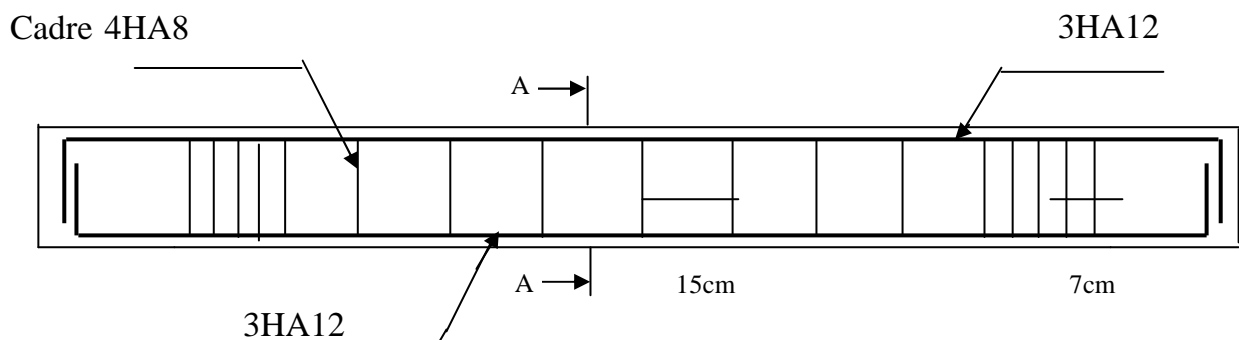
$$\frac{h}{L} = 0.104 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{12.88}{10 \times 15.154} = 0.0849$$

La condition est vérifiée

$$\frac{A}{b.d} = \frac{3.39}{25 \times 33} = 0.0041 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

La condition est vérifiée

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



COUP A-A

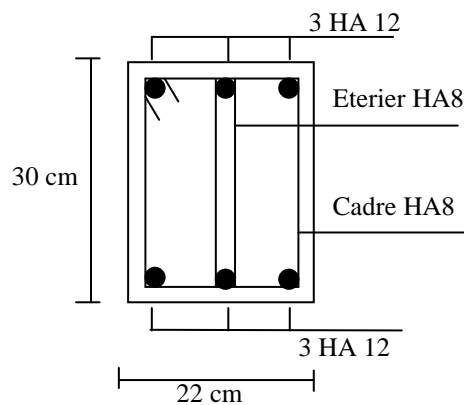


Figure III-39 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

7 Etude de la salle machine :

Le bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur d'une vitesse d'entraînement $V = 1$ [m/s], la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 90 KN.

7.1 Caractéristique de la cage d'ascenseur :

- la surface de la salle machine est de : $1.70 \times 1.45 = 2.465 \text{ m}^2$
- surface de la cabine d'ascenseur : $1.47 \times 1.11 = 1.6317 \text{ m}^2$
- la charge totale du système de levage et la cabine chargée est de : $P = 9$ tonne

7.2 Calcul de la dalle pleine:

7.2.1 Epaisseur de la dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle pleine continue est donnée par cette formule :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{145}{30} = 3.625 \text{ cm}$$

h_t : doit être au moins égale à 12cm (RPA 99 version 2003), soit $h_t = 15 \text{ cm}$

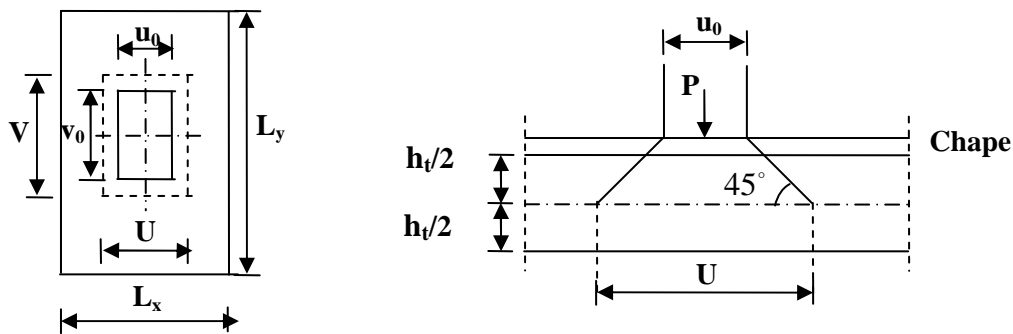


Figure III-40: schéma statique de la salle machine.

L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2\xi \cdot e + h_t = 111 + 2(1)(5) + 15 = 136 \text{ cm} \\ V = V_0 + 2\xi \cdot e + h_t = 147 + 2(1)(5) + 15 = 172 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} U = 136 \text{ cm} \\ V = 172 \text{ cm} \end{array}$$

Avec : h_t : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

$\xi = 1$, car le revêtement est aussi solide que le béton.

7.2.2 Fonctionnement de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{145}{170} = 0.85$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans deux sens

7.2.3 Calcul des moments au centre du panneau :

Le calcul des moments se fera à l'aide des tables de PIGEAUD.

La dalle est appuyée sur ces quatre cotés.

Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{x1} = P (M_1 + \gamma M_2) \\ M_{y1} = P (M_2 + \gamma M_1) \end{cases}$$

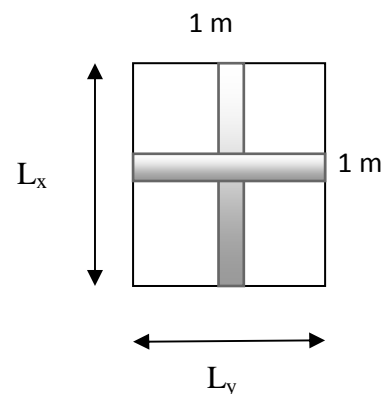
Avec : γ : coefficient de poisson ($\gamma = 0$ à l'ELU et 0.2 à l'ELS)

M_1 ; M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $(\frac{U}{L_x})$ et $(\frac{V}{L_y})$ dans les abaques de PIGEAUD

Détermination de M_1 et M_2 :

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.8$

$$\begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{1.36}{1.45} = 0.93 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{1.72}{1.70} = 1.01 \end{cases}$$



➤ Pour $\rho = 0.8$

$$\left. \begin{matrix} \frac{U}{L_x} = 0.8 \\ \frac{V}{L_y} = 0.7 \end{matrix} \right\} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0.069 \\ M_2 = 0.045 \end{cases}$$

➤ Pour $\rho = 0.9$

$$\left. \begin{matrix} \frac{U}{L_x} = 0.8 \\ \frac{V}{L_y} = 0.7 \end{matrix} \right\} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0.065 \\ M_2 = 0.052 \end{cases}$$

Par interpolation :

$$M_1 = \left(\frac{0.065 - 0.069}{0.9 - 0.8} \right) (0.85 - 0.8) + 0.069 = 0.067$$

$$M_2 = \left(\frac{0.052 - 0.045}{0.9 - 0.8} \right) (0.85 - 0.8) + 0.045 = 0.0485$$

Finalemment : $M_1 = 0.067$

$$M_2 = 0.0485$$

7.2.4 Calcul à L'ELU :

On a : $\gamma = 0$

$$P = 1.35(90) = 121.5 \text{KN}$$

$$M_{x1} = P (M_1 + \gamma M_2) = 121.5(0.067) = 8.1405 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2 + \gamma M_1) = 121.5(0.0485) = 5.89275 \text{KN.m}$$

a) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} , M_{y2} :

du tableau

$$\rho = 0.85 \quad \longrightarrow \quad \mu_x = 0.0509 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.685$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_U \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

- Poids propre de la dalle : $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{KN/ml}$

$$q_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0509 \times 6.563 \times (1.45)^2 = 0.702 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.685 \times 0.70 = 0.481 \text{KN.m}$$

b) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.1405 + 0.702 = 8.8425 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.89275 + 0.481 = 6.37375 \text{KN.m}$$

Remarque:

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

Moment en travée pour x-x = $0.85 M_x$

Moment en travée pour y-y = $0.85 M_y$

Moment en appuis pour x-x = $0.30 M_x$

Moment en appuis pour y-y = $0.3 M_y$

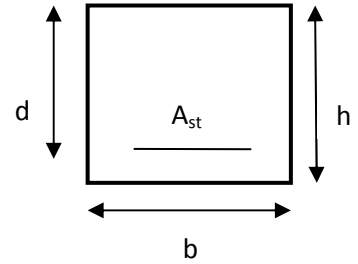
7.2.5 Ferrailage de la dalle:

Il se fera à ELU pour une bande de 1m de largeur

$$d = h_t - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$b=100 \text{ cm, } c = 2\text{cm, } h = 15\text{cm, } d = 13\text{cm}$$

$$\mu_b = \frac{M}{b.d^2.f_{bu}} \quad \text{et} \quad A_{st} = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}}$$



Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A_{st} (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S_t (cm)
Sur appuis	X-X	2.653	0.011	0.995	0.589	3.14	4HA10	25
	Y-Y	1.912	0.007	0.996	0.424	3.14	4HA10	25
En travée	X-X	7.516	0.031	0.984	1.53	3.14	4HA10	25
	Y-Y	5.4178	0.022	0.989	1.21	3.14	4HA10	25

Remarque : toutes les sections obtenues sont simplement armée

7.2.5.1 Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité : (Art.4.2.1/BAEL91) :

➤ Sens de la portée X-X :

$$w_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \omega_0 (3 - \rho) / 2 \Rightarrow A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2}$$

Avec :

A_x : Section minimale d'armatures ;

$b h$: section totale du béton

ω_0 : Taux d'acier minimale = 0,0008 (Acier HA Fe400)

$$A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2} = 0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 0.85) / 2 = 1,29 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 3.14, \text{ cm}^2 > A_x = 1,29 \text{ cm}^2$: donc condition est vérifiée.

➤ Sens de la portée Y-Y :

$$w_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y \geq \omega_0 b h$$

$$A_y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_y = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

B. Vérification au cisaillement :

- **L'effort tranchant (BAEL 99 Art5.1.1) :**

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P.

$$A \frac{l_x}{2} \text{ on a: } V_u = \frac{P_U}{3V} \times 1 \text{ ml} = \frac{90}{3 \times 1.72} \times 1 \text{ ml} = 17.44 \text{ KN}$$

$$A \frac{l_y}{2} \text{ on a: } V_u = \frac{P_U}{2V + U} = \frac{90}{2 \times 1.72 + 1.36} \times 1 \text{ ml} = 18.75 \text{ KN}$$

- **Contrainte de cisaillement (BAEL99 Art 5.2.2)**

$$\bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

Selon x-x : $\tau_U = \frac{V_U}{bd} = \frac{17.44 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.134 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Selon y-y : $\tau_U = \frac{V_U}{bd} = \frac{18.75 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.144 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

C. Vérification du poinçonnement : (Art A.5.2.42/BAEL91)

$P_u \leq 0.045 U_c h (f_{c28}/\gamma_b)$

Avec :

U_c : périmètre de contour de l aire sur laquelle agit la charge dans le feuillet moyen ;

h_t : hauteur ou épaisseur de la dalle

P_u : charge de calcul à l'ELU

On a :

$U_c = 2(U+V) = 2(1.36 \times 1.72) = 6.16 \text{ m}$

$h = 0.15 \text{ m}$

$P_u = 1.35(90) = 121.5 \text{ KN}$

$P_U < 0.045 \times 6.16 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 693 \Rightarrow$ La condition est vérifiée

7.2.5.2 Vérification a L'ELS :

A. Évaluation des moments :

- 1) **Moments engendres par le système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P (M_1 + \gamma M_2) \\ M_{y1} = P (M_2 + \gamma M_1) \end{cases}$$

Avec : γ : coefficient de poisson ($\gamma = 0.2$ à l'ELS)

M_1, M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $(\frac{U}{L_x})$ et $(\frac{V}{L_y})$ dans les abaques de PIGEAUD

$$P_s = 1 \times 90 = 90 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_1 = 0.067 \quad , \quad M_2 = 0.0485$$

$$M_{x1} = 90(0.067 + 0.2 \times 0.0485) = 6.903 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = 90(0.0485 + 0.2 \times 0.067) = 5.571 \text{ KN.m}$$

2) Moments engendrés par le poids propre de la dalle

$$\rho = 0.85 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \mu_x = 0.0579 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.778$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0579 \times 4.75 \times (1.45)^2 = 0.578 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.578 \times 0.778 = 0.449 \text{ KN.m}$$

3) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.903 + 0.578 = 7.481 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.571 + 0.449 = 6.02 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle en niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis même chose que ELU ;

$$\text{Moment en travée pour } x-x = 0.85 M_x$$

$$\text{Moment en travée pour } y-y = 0.85 M_y$$

$$\text{Moment en appuis pour } x-x = 0.30 M_x$$

$$\text{Moment en appuis pour } y-y = 0.30 M_y$$

B. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**1) Dans le béton :**➤ **Vérification suivant le sens x-x :**

- **En travée :** $M_s = 0.85(7.481) = 6.35885 \text{ KN.m}$

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

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \times d \times Ast}$$

$$\text{Avec: } \rho_1 = \frac{100 \times Ast}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

$$\rho_1 = 0.241 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow K_1 = 48.29$$

$$\text{D'ou : } \sigma_{st} = \frac{6.35885 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 169.134 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{169.134}{48.29} = 3.50 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ condition est vérifiée.

- **Aux appuis :** $M_{ap} = 0.3(7.481) = 2.2443 \text{ KN.m}$

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

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \times d \times Ast}$$

$$\text{Avec: } \rho_1 = \frac{100 \times Ast}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

$$\rho_1 = 0.241 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow K_1 = 48.29$$

$$\text{D'ou: } \sigma_{st} = \frac{2.2443 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 59.696 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{59.696}{48.29} = 1.236 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ condition est vérifiée.

➤ **Vérification suivant le sens y-y:**

- **En travée :** $M_{st} = 0.85(6.02) = 5.117 \text{ KN.m}$

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

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times Ast}$$

Avec: $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$

$\rho_1 = 0.241 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow K_1 = 48.29$

D'ou: $\sigma_{st} = \frac{5.117 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 136.108 \text{MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{136.108}{48.29} = 2.819 \text{MPa}$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ condition est vérifiée.

- Aux appuis : $M_{ap} = 0.3(6.02) = 1.806 \text{KN}$.

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

$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$

Avec: $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{100 \times 13} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$

$\rho_1 = 0.241 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow K_1 = 48.29$

D'ou: $\sigma_{st} = \frac{1.806 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 48.039 \text{MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{48.039}{48.29} = 0.995 \text{MPa}$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ condition est vérifiée.

2) Dans l'acier :

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

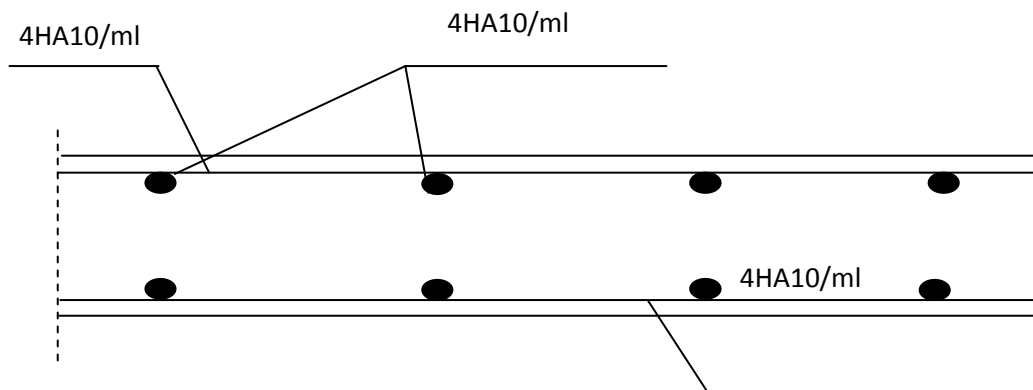
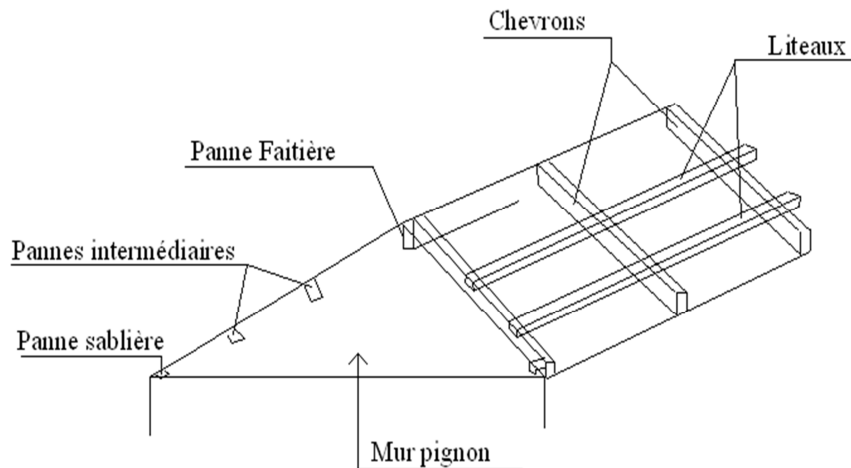


Figure III-42 : ferrailage de la dalle pleine

1 Etude de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois la quelle supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente deux versants inclinée de 24° et 15°. Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéresserons à déterminer les efforts revenant aux différentes sollicitations.



1.1 Premier cas : $\alpha=24^\circ$

1.1.1 Détermination des charges et surcharges :

1.1.1.1 Charges permanentes :

- Poids propre des tuiles..... 0,45 KN/m²
- Poids propre des pannes..... 0,80 KN/m²
- Poids propre des chevrons..... 0,80 KN/m²

La charge revenant aux pannes et aux cheverons :

$$\alpha = 24^\circ \quad \cos 24^\circ = 0.913$$

$$1/\cos 24^\circ = 1.09 \quad \sin 24^\circ = 0.406$$

Donc les charges permanentes deviennent :

- Poids des tuiles..... $G = 0.45 \times 1.09 = 0.4905 \text{ KN/m}^2$
 - Poids des pannes et cheverons..... $G = 0.1 \times 1.09 = 0.109 \text{ KN/m}^2$
- G_{tot} = 0.5995 KN/m²**

1.1.1.2 Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \times 1.09 = 1.09 \text{ KN/m}^2$$

1.1.1.3 Combinaison de charges:

A. ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 2.44 \text{ KN/m}^2$$

B. ELS :

$$q_s = G + Q = 1.689 \text{ KN/m}^2$$

1.1.2 Calcul des pannes :

L'espacement des pannes est égale à :

$$1.2 \leq e_p \leq 1.8 \quad \text{On prend : } e_p = 1 \text{ m}$$

La portée des pannes est : $L_p = 3.7 \text{ m}$

$$q_p = 2.44 \times 1 = 2.44 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = q_p \times \cos\alpha$$

$$q_y = 2.44 \times \cos 24 = 2.229 \text{ KN/ml}$$

$$q_x = q_p \times \sin\alpha$$

$$q_x = 2.44 \times \sin 24 = 0.992 \text{ KN/ml}$$

1.1.2.1 Dimensionnement des pannes:

Pour choisir les pannes à utiliser la section des pannes doit vérifier la formule suivante : $\frac{h}{b} < 5$

Dans 1 m^2 on a 1 panne et 2 cheverons, leurs sections sont respectivement $(10,5 \times 22,5) \text{ cm}^2$ et $(5,50 \times 7,50) \text{ cm}^2$

$$\text{Donc : } \frac{22,5}{10,5} = 2,14 < 5$$

1.1.2.2 Vérification des contraintes admissible de bois:

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{Mf_x}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{Mf_y}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10,5 \times 22,5^2}{6} = 885,93 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{22,5 \times 10,5^2}{6} = 413,43 \text{ cm}^3$$

1.1.2.3 Moments de flexions :

$$Mf_x = q_x \frac{l^2}{8} = 0.992 \times \frac{3.7^2}{8} = 1.697 \text{ KN.m}$$

$$Mf_y = q_y \frac{l^2}{8} = 2.229 \times \frac{3.7^2}{8} = 3.814 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_f = \frac{3.814 \times 10^4}{413,43} + \frac{1.697 \times 10^4}{885,93} = 111.407 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

1.1.2.4 Vérification de la flèche : (Art 4.962/CB71)

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{370}{300} = 1,23 \text{ cm}$$

La flèche est donnée par la formule suivante : $E_f = (11000)\sqrt{\sigma_f}$

$$E_f = 11000 \times \sqrt{142} = 131080,12 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{1.697 \times 10^4}{885,93} = 19.155 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{3.814 \times 10^4}{413.43} = 92.252 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = \sqrt{(\sigma_{fx})^2 + (\sigma_{fy})^2}$$

$$\sigma_f = \sqrt{(19.115)^2 + (92.252)^2} = 94.21 \text{ dan/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_p^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2}$$

E_f : Module de déformation instantanée du béton.

$$f = \frac{5 \times 94.21 \times 370^2}{48 \times 131080 \times 22.5/2} = 0.91 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} = 1,27 \text{ cm}$ D'où la section adoptée est bonne.

1.1.3 Calcul des chevrons :

Le calcul des cheverons se fera en flexion simple q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur appuis, la section de chevron est de (5.5x7.5).

1.1.3.1 Vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifier que $\sigma_f = \frac{Mf \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$

1.1.3.2 Calcul des efforts revenant aux chevrons :

Espacement des chevrons : $0.2 \leq e_c \leq 0.6 \text{ m}$

On prend : $e_c = 0.50 \text{ m}$

Portée des chevrons : $l_c = 1 \text{ m}$.

$$q_c = q_u \times e_c$$

$$q_c = 2.44 \times 0.50 = 1.22 \text{ KN/ml}$$

1.1.3.3 Détermination des moments fléchissant :

Sachant que les appuis déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travée ainsi qu'aux appuis sont donnée par :

$$\text{Aux appuis : } M_{fa} = \frac{4}{5} M_0$$

$$\text{En travée : } M_{ft} = \frac{2}{3} M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{1}{8} qcxLc^2 \text{ KNm}$$

$$\text{D'où : } M_0 = \frac{1}{8} \times 1.22 \times 1^2 = 0.152 \text{ KNm}$$

Ce qui donne :

$$M_{fa} = 0.122 \text{ KNm}$$

$$M_{ft} = 0.101 \text{ KNm}$$

1.1.3.4 Calcul des modules de résistance :

$$W = \frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5,5 \times 7,5^2}{6} = 51,563 \text{ cm}^2$$

Ainsi on aura :

$$\text{Aux appuis : } \sigma_{fa} = \frac{0.122 \times 10^4}{51.563} = 23.66 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{En travée : } \sigma_{fa} = \frac{0.101 \times 10^4}{51.563} = 19.58 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

1.1.3.5 Vérification de la flèche admissible pour les chevrons :

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux,...) est :

$$\bar{f} = \frac{l_c}{200}$$

Avec l_c : la portée de la pièce (chevrons).

$$\bar{f} = \frac{100}{200} = 0.50 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_c^2}{48 \times E_f \times h/2}$$

- **Aux appuis :**

$$f_a = \frac{5 \times 23.66 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{7.5}{2}} = 0.05 \text{ cm} < 0.75 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$f_a = \frac{5 \times 19.58 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{7.5}{2}} = 0.04 \text{ cm} < 0.75 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, soit (55x75) mm².

1.1.4 Calcul des liteaux :

Le dimensionnement et l'étude du liteau se fait de la manière que la panne. Les résultats des calculs seront donnés comme suit :

1.1.4.1 Efforts revenant aux liteaux :

➤ Espacement des liteaux : $e_l = 0.32 \text{ m}$

➤ Portée des liteaux : $l_l = 0.50 \text{ m}$

$$q_l = q_u \times e_l$$

$$q_l = 2.44 \times 0.32 = 0.780 \text{ KN/ml}$$

$$q_l = 0.780 \text{ KN/ml}$$

Suivant l'axe (xx') : $q_x = q_l \times \sin\alpha = 0.780 \times \sin 24^\circ = 0.317 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (yy') : $q_y = q_l \times \cos\alpha = 0.780 \times \cos 24^\circ = 0.712 \text{ KN/ml}$

1.1.4.2 Vérification des contraintes :

A. Moment de flexion :

Suivant xx' : $M_{fx} = \frac{1}{8} q_{lx} \times l_l^2 = \frac{1}{8} \times 0.317 \times 0.50^2 = 0.009 \text{ KNm}$

Suivant yy' : $M_{fy} = \frac{1}{8} q_{ly} \times l_l^2 = \frac{1}{8} \times 0.712 \times 0.50^2 = 0.022 \text{ KNm}$

B. Choix de la section des liteaux :

Soit une section de (30x40) mm².

C. Module de résistance :

$$xx' = \frac{I_{xx'}}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3 \implies W_x = 8 \text{ cm}^3$$

$$yy' = \frac{I_{yy'}}{v} = \frac{hb^2}{6} = \frac{4 \times 3^2}{6} = 6 \text{ cm}^3 \implies W_x = 8 \text{ cm}^3$$

D. Les contraintes :

$$\sigma_f = \frac{M_{fa} \times v}{I_{xx'}} + \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy'}} = \frac{0.009 \times 10^4}{8} + \frac{0.022 \times 10^4}{6} = 47.91 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = 47.91 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/Cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$\sigma_f < \bar{\sigma}_f$ La section adoptée est admise.

1.1.4.3 Vérification de la flèche des liteaux :

La valeur de la flèche admissible pour les liteaux est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_l}{200}$$

Avec L_l : la portée de la pièce (liteaux).

D'où : $\bar{f} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$

Par ailleurs la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_c^2}{48 \times E_f \times h/2} = \frac{5 \times 47.91 \times 50^2}{48 \times 131080.128 \times 4/2} = 0.04 \text{ cm} \quad ==> \quad f = 0.04 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \quad ==> \quad$ La section adoptée est bonne.

1.2 Deuxième cas : $\alpha=15^\circ$

1.2.1 Détermination des charges et surcharges :

1.2.1.1 Charges permanentes :

- Poids propre des tuiles..... 0.45 KN/m²
- Poids propre des pannes..... 0.80 KN/m²
- Poids propre des chevrons..... 0.80 KN/m²

1.2.1.2 Les efforts revenant aux pannes et aux cheverons :

$\alpha = 15^\circ \qquad \cos 15^\circ = 0.965$
 $1/\cos 15^\circ = 1.03 \qquad \sin 15^\circ = 0.258$

Donc les charges permanentes deviennent :

- Poids des tuiles.....G= 0.45 x 1.03=0.4635 KN/m²
 - Poids des pannes et chevrons.....G=0.1 x 1.03=0.103KN/m²
- Gtot= 0.5665KN/m²**

1.2.1.3 Surcharge d'exploitation :

$Q = 1 \times 1.03 = 1.03 \text{ KN/m}^2$

1.2.1.4 Combinaison de charges:

A. ELU :

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 2.30 \text{ KN/m}^2$

B. ELS :

$q_s = G + Q = 1.596 \text{ KN/m}^2$

1.2.2 Calcul des pannes :

L'espace des pannes est égale à :

$$1.2 \leq e_p \leq 1.8 \quad \text{On prend : } e_p = 1 \text{ m}$$

La portée des pannes est : $L_p = 3.7 \text{ m}$

$$q_p = 2.30 \times 1 = 2.30 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = q_p \times \cos\alpha \qquad q_y = 2.30 \times \cos 15^\circ = 2.221 \text{ KN/ml}$$

$$q_x = q_p \times \sin\alpha \qquad q_x = 2.30 \times \sin 15^\circ = 0.595 \text{ KN/ml}$$

1.2.2.1 Dimensionnement des pannes:

Pour choisir les pannes à utiliser la section des pannes doit vérifier la formule suivante : $\frac{h}{b} < 5$

Dans 1 m² on a 1 panne et 2 cheverons, leurs sections sont respectivement (10.5× 22.5) cm² et (5.50× 7.50) cm²

$$\text{Donc : } \frac{22.5}{10.5} = 2.14 < 5$$

1.2.2.2 Vérification des contraintes admissible de bois:

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{Mf_x}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{Mf_y}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10.5 \times 22.5^2}{6} = 885.93 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{22.5 \times 10.5^2}{6} = 413.43 \text{ cm}^3$$

1.2.2.3 Moments de flexions :

$$Mf_x = q_x \frac{l^2}{8} = 0.595 \times \frac{3.7^2}{8} = 1.018 \text{ KN.m}$$

$$Mf_y = q_y \frac{l^2}{8} = 2.221 \times \frac{3.7^2}{8} = 3.800 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_f = \frac{3.80 \times 10^4}{413.43} + \frac{1.018 \times 10^4}{885.93} = 103.40 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$ Donc la condition est vérifiée.

1.2.2.4 Vérification de la flèche : (Art 4.962/CB71)

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{370}{300} = 1.23 \text{ cm}$$

La flèche est donnée par la formule suivante : $E_f = (11000)\sqrt{\sigma_f}$

$$E_f = 11000 \times \sqrt{142} = 131080.12 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{1.018 \times 10^4}{885.93} = 11.49 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{3.80 \times 10^4}{413.43} = 91.91 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = \sqrt{(\sigma_{fx})^2 + (\sigma_{fy})^2}$$

$$\sigma_f = \sqrt{(11.49)^2 + (91.91)^2} = 92.62 \text{ dan/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_p^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2}$$

E_f : Module de déformation instantanée du béton.

$$f = \frac{5 \times 92.62 \times 370^2}{48 \times 131080.12 \times 22.5/2} = 0.89 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} = 1.27 \text{ cm}$ D'où la section adoptée est bonne.

1.2.3 Calcul des chevrons :

Le calcul des chevrons se fera en flexion simple q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur appuis, la section de chevron est de (5.5x7.5).

1.2.3.1 Vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifier que $\sigma_f = \frac{Mf \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$

A. Calcul des efforts revenant aux chevrons :

Espacement des chevrons : $0.2 \leq e_c \leq 0.6 \text{ m}$

On prend : $e_c = 0.50 \text{ m}$

Portée des chevrons : $l_c = 1 \text{ m}$.

$$q_c = q_u \times e_c$$

$$q_c = 2.30 \times 0.50 = 1.15 \text{ KN/ml}$$

B. Détermination des moments fléchissant :

Sachant que les appuis déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travée ainsi qu'aux appuis sont donnée par :

$$\text{Aux appuis : } M_{fa} = \frac{4}{5} M_0$$

$$\text{En travée : } M_{ft} = \frac{2}{3} M_0 \quad \text{Avec } M_0 = 1/8 qcxLc^2 \text{ KNm}$$

$$\text{D'où : } M_0 = \frac{1}{8} \times 1.15 \times 1^2 = 0.143 \text{ KNm}$$

Ce qui donne :

$$M_{fa} = 0.114 \text{ KNm}$$

$$M_{ft} = 0.100 \text{ KNm}$$

C. Calcul des modules de résistance :

$$W = \frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5.5 \times 7.5^2}{6} = 51.563 \text{ cm}^2$$

Ainsi on aura :

- Aux appuis : $\sigma_{fa} = \frac{0.114 \times 10^4}{51.563} = 22.180 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \longrightarrow \text{OK}$
- En travée : $\sigma_{ft} = \frac{0.100 \times 10^4}{51.563} = 19.39 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \longrightarrow \text{OK}$

1.2.3.2 Vérification de la flèche admissible pour les chevrons :

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux,...) est :

$$\bar{f} = \frac{l_c}{200} \quad \text{Avec } l_c : \text{ la portée de la pièce (chevrons).}$$

$$\bar{f} = \frac{100}{200} = 0.50 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_c^2}{48 \times E_f \times h/2}$$

- Aux appuis :

$$f_a = \frac{5 \times 22.180 \times 100^2}{48 \times 131080.12 \times 7.5/2} = 0.04 \text{ cm} < 0.75 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$f_t = \frac{5 \times 19.36 \times 100^2}{48 \times 131080.12 \times 7.5/2} = 0.04 \text{ cm} < 0.75 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, soit (55x75) mm².

1.2.4 Calcul des liteaux :

Le dimensionnement et l'étude du liteau se fait de la manière que la panne. Les résultats des calculs seront donnés comme suit :

1.2.4.1 Efforts revenant aux liteaux :

➤ Espacement des liteaux : $e_l = 0.32 \text{ m}$

➤ Portée des liteaux : $l_l = 0.50 \text{ m}$

$$q_l = q_u \times e_l$$

$$q_l = 2.30 \times 0.32 = 0.736 \text{ KN/ml}$$

$$q_l = 0.736 \text{ KN/ml}$$

Suivant l'axe (xx') : $q_x = q_l \times \sin\alpha = 0.736 \times \sin 15^\circ = 0.190 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (yy') : $q_y = q_l \times \cos\alpha = 0.736 \times \cos 15^\circ = 0.710 \text{ KN/ml}$

1.2.4.2 Vérification des contraintes :

A. Moment de flexion :

Suivant xx' : $M_{fx} = \frac{1}{8} q_{lx} \times l_l^2 = \frac{1}{8} \times 0.190 \times 0.50^2 = 0.005 \text{ KNm}$

Suivant yy' : $M_{fy} = \frac{1}{8} q_{ly} \times l_l^2 = \frac{1}{8} \times 0.710 \times 0.50^2 = 0.022 \text{ KNm}$

B. Choix de la section des liteaux :

Soit une section de (30x40) mm².

C. Module de résistance :

$$xx' = \frac{I_{xx'}}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3 \quad ==> \quad W_x = 8 \text{ cm}^3$$

$$yy' = \frac{I_{yy'}}{v} = \frac{hb^2}{6} = \frac{4 \times 3^2}{6} = 6 \text{ cm}^3 \quad ==> \quad W_x = 8 \text{ cm}^3$$

D. Les contraintes :

$$\sigma_f = \frac{M_{fa} \times v}{I_{xx'}} + \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy'}} = \frac{0.005 \times 10^4}{8} + \frac{0.022 \times 10^4}{6} = 42.91 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = 42.91 < \bar{\sigma}_f = 142 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2} \quad ==> \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$\sigma_f < \bar{\sigma}_f$ La section adoptée est admise.

1.2.4.3 Vérification de la flèche des liteaux :

La valeur de la flèche admissible pour les liteaux est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_l}{200}$$

Avec L_l : la portée de la pièce (liteaux).

$$\bar{f} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

Par ailleurs la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_c^2}{48 \times E_f \times h/2} = \frac{5 \times 42.91 \times 50^2}{48 \times 131080.12 \times 4/2} = 0.04 \text{ cm} \quad ==> \quad f = 0.04 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \quad ==> \quad$ La section adoptée est bonne.

1.3 Assemblage de la charpente :

En pratique, nous avons opté pour un assemblage cloué vu l'importance de l'ouvrage et les charges auxquelles il est soumis.

Le diamètre des clous est en fonction de l'épaisseur du bois. Il est donné par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\alpha}{7}, \text{ Si le bois est sapin} \\ \frac{\alpha}{9}, \text{ Si le bois est moyen} \\ \frac{\alpha}{11}, \text{ Si le bois est dur chêne} \end{array} \right.$$

Avec :

D : diamètre du clou.

a : épaisseur du bois le plus mince.

Le bois utilisé pour notre cas est le bois sapin. Donc le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux aux chevrons est : $D = \alpha/7$

Remarque : il est déconseillé de clouer sur un bois humide.

Il ne faut pas utiliser des clous galvanisés.

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières.

CHAPITRE IV

Etude de contreventement

INTRODUCTION

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments structuraux assurant à la fois, la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales et verticales.

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système <<poteaux poutres>> formant portiques étagés ;
- des cages d'escalier et d'ascenseurs ou <<gainés>> présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans le règlement parasismique algérien RPA 99 révisé 2003 (ART 3.4) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur fiabilité, capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer <<une inertie fictive>>.

1. Inertie des voiles:

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie des refends pleins:

a) Les refends longitudinaux :

$$I_Y = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_X = \frac{Le^3}{12} \ll I_Y$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

b) Les refends transversaux :

$$I_X = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_Y = \frac{Le^3}{12} \ll I_X$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe

Remarque :

La longueur des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci.

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux suivant :

VOILE	L (m)	Ep (m)	I_x (m ⁴)	I_x (m ⁴)
VT1	5,30	0,20	2.48	15,41
VT2	4.95	0,20	2.02	
VT3	3.75	0,20	0.88	
VT4	5.15	0,20	2.28	
VT5	3.75	0,20	0.88	
VT6	5.15	0,20	2.28	
VT7	5.30	0,20	2.48	
VT8	4.95	0,20	2.02	
VT9	1.75	0,20	0.09	

Tableau IV.1 : Inertie des voiles transversaux.

VOILE	L (m)	Ep (m)	I_y (m ⁴)	I_y (m ⁴)
VL1	2	0,2	0.14	1.48
VL2	2	0,2	0.14	
VL3	1.2	0,2	0.03	
VL4	1.2	0,2	0.03	
VL5	2.1	0,2	0.16	
VL6	2.1	0,2	0.16	
VL7	1.2	0,2	0.03	
VL8	1.2	0,2	0.03	
VL9	1.2	0,2	0.03	
VL10	2.5	0,2	0.26	
VL11	2.5	0,2	0.26	
VL12	1.2	0,2	0.03	
VL13	2.2	0,2	0.18	

Tableau IV.2 : Inertie des voiles longitudinaux.

2. Interaction voiles portiques:

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes <<calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé>>, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer des déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonnes, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à 1 m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une <<inertie fictive>> puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau pour les refends et pour les portiques.

2.1. Calcul des flèches dans les refends :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I = 1\text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du <<Moment des aires>>.

La flèche que prendrait un refend au niveau << n >> suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{E \cdot I}$$

Où

f_i : La flèche du refend au niveau i ;

S_i : Surface du trapèze ;

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré

Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S_i = (b_i + b_{i+1}) \times \frac{h}{2}$$

La distance du CDG d'un trapèze :

$$d_i = \frac{2b_i + b_{i+1}}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i$$

Les résultats de calcul de la flèche d'un refend d'inertie égale à 1 m^4 sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	h (m)	bi (m)	bi+1(m)	Si (m2)	di (m)	Si× di
9	3.060	3.060	0.000	4.682	2.040	9.551
8	3.060	9.180	3.060	18.727	1.785	33.428
7	3.060	18.360	9.180	42.136	1.700	71.632
6	3.060	30.600	18.360	74.909	1.658	124.161
5	3.060	45.900	30.600	117.045	1.632	191.017
4	3.060	64.260	45.900	168.545	1.615	272.200
3	3.060	85.680	64.260	229.408	1.603	367.709
2	3.060	110.160	85.680	299.635	1.594	477.544
1	3.060	137.700	110.160	379.226	1.587	601.705
RDC	4.080	178.500	137.700	645.048	2.128	1372.496

Tableau IV.4 : valeur de la flèche pour chaque niveau.

Nous aurons donc :

$$f_{01} = \frac{645.048 \times 2.128}{EI}$$

$$f_{02} = \frac{645.048(2.128 + 3.06) + 379.226 \times 1.587}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau.

On obtient alors les résultats suivants :

$$f_{01} = \frac{1372.66}{EI} , f_{02} = \frac{3948.34}{EI} , f_{03} = \frac{7513.76}{EI}$$

$$f_{04} = \frac{11979.14}{EI} , f_{05} = \frac{17004.49}{EI} , f_{06} = \frac{22464.405}{EI} , f_{07} = \frac{28215.659}{EI} , f_{08} = \frac{34143.56}{EI}$$

$$f_{09} = \frac{40162.208}{EI} , f_{10} = \frac{46531.55}{EI}$$

2.2. Calcul de l'inertie fictive des portiques :

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{en} = \frac{f_n}{\sum \Delta_n}$$

Où

$-I_{en}$: L'inertie fictive des portiques au niveau n ;

f_n : La flèche du refend au même niveau n ;

Δ_n : Déplacement des portiques au niveau n.

a) Calcul des déplacements des portiques :

Pour le calcul des déplacements (rotation et translation) d'un portique, on utilise les formules de première approximation proposée par la méthode itérative :

➤ **Calcul de la rotation d'étage :**

- **Niveau 1 (plancher du rez-de-chaussée) :**

Si les colonnes sont encastrees à leurs bases :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

Si les colonnes sont articulées à leurs bases :

$$E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

- **Niveau 2 (planchers d'étages courants) :**

La rotation d'étage est donnée par :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum_{i=1}^m K_{ti}}$$

➤ **Calcul des translations des éléments :**

Les translations des portiques au droit de chaque plancher est données par la formule suivante :

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum_{i=1}^m K_{pi}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Avec :

$-E\theta_n$: Rotation du portique au niveau n ;

$-E\Psi_n$: Translation du portique au même niveau n ;

$-M_n$ et M_{n+1} : Moments au niveau n et niveau n+1 ;

$-\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du n niveau ($K_p = \frac{I_p}{L_h}$), où :

$-L_h$ Est la hauteur libre du poteau dans le sens considéré.

$-\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du n niveau ($K_t = \frac{I_t}{L_c}$), où :

$-L_c$ Est la portée libre de la poutre dans le sens considéré.

Les étapes de calcul, ainsi que tous les résultats obtenues, sont résumés dans les tableaux qui suivent :

❖ Sens longitudinal :

Niveau	$\sum K_t$	$\sum K_p$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\theta_{n-1}$	$E\Psi_n$	Δ_n	$\sum E\Delta_n$	Ef_n	I_{ei}
9	0.016	0.039	3.06	0.00	8.110	24.268	22.689	69.428	3377.599	46531.55	13.77
8	0.016	0.039	6.12	3.06	24.268	40.350	45.308	138.643	3308.171	40162.208	12.14
7	0.016	0.039	9.18	6.12	40.350	56.490	67.918	207.830	3169.528	34143.56	10.77
6	0.016	0.044	12.24	9.18	56.490	71.264	86.986	266.177	2961.698	28215.659	9.52
5	0.016	0.044	15.30	12.24	71.264	87.194	108.116	330.834	2695.521	22464.405	8.33
4	0.016	0.044	18.36	15.30	87.194	100.909	128.715	393.869	2364.687	17004.49	7.19
3	0.016	0.049	21.42	18.36	100.909	116.433	145.068	443.908	1970.818	11979.14	6.07
2	0.016	0.049	24.48	21.42	116.433	107.002	153.314	469.141	1526.910	7513.76	4.92
1	0.020	0.050	27.54	24.48	107.002	118.427	158.661	485.504	1057.769	3948.34	3.73
RDC	0.018	0.033	31.62	27.54	118.427	0.000	140.261	572.265	572.265	1372.66	2.39

Tableau IV.5 : Inertie fictive des portiques dans le sens longitudinal.

❖ Sens transversal :

Niveau	$\sum K_t$	$\sum K_p$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\theta_{n-1}$	$E\Psi_n$	Δ_n	$\sum \Delta_n$	f_n	I_{ei}
9	0.027	0.039	3.06	0.00	4.767	14.296	16.031	49.055	2180.548	46531.55	21.33
8	0.027	0.039	6.12	3.06	14.296	23.821	32.058	98.096	2131.494	40162.208	18.84
7	0.027	0.039	9.18	6.12	23.821	32.871	47.844	146.404	2033.398	34143.56	16.79
6	0.027	0.056	12.24	9.18	32.871	42.262	55.826	170.827	1886.994	28215.659	14.95
5	0.027	0.056	15.30	12.24	42.262	51.640	69.775	213.513	1716.167	22464.405	13.08
4	0.027	0.056	18.36	15.30	51.640	60.135	83.277	254.827	1502.654	17004.49	11.31
3	0.028	0.077	21.42	18.36	60.135	68.605	87.664	268.253	1247.827	11979.14	9.60
2	0.028	0.077	24.48	21.42	68.605	65.168	93.508	286.135	979.574	7513.76	7.67
1	0.033	0.078	27.54	24.48	65.168	81.664	103.011	315.214	693.439	3948.34	5.69
RDC	0.026	0.051	31.62	27.54	81.664	0.00	92.702	378.225	378.225	1372.66	3.62

Tableau IV.6 : Inertie fictive des portiques dans le sens transversal

Les inerties moyennes des portiques sont données dans les tableaux suivant :

Sens longitudinal (suivant l'axe X) :

NIVEAUX	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$I_{en}(m^4)$	2.39	3.73	4.92	6.07	7.19	8.33	9.52	10.77	12.14	13.77
$I_{moy}(m^4)$	7.883									

Tableau IV.7 : Inertie moyenne des portiques dans le sens longitudinal.

Sens transversal (suivant l'axe Y) :

NIVEAUX	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$I_{en}(m^4)$	3.62	5.59	7.67	9.60	11.31	13.08	14.95	16.79	18.84	21.33
$I_{moy}(m^4)$	12.288									

Tableau IV.8 : Inertie moyenne des portiques dans le sens transversal

2.3. Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

❖ **Sens transversal :**

	I_{moy} par niveau	% de participation
Portiques	12.288	44.37%
Voiles	15.41	55.63%
Somme	27.698	100%

Tableau IV.9 : pourcentage de participation des portiques et des voiles dans le sens transversal.

❖ **Sens longitudinal :**

	I_{moy} par niveau	% de participation
Portiques	7.883	84.19%
Voiles	1.48	15.81%
Somme	9.363	100%

Tableau IV.10 : pourcentage de participation des portiques et des voiles dans le sens longitudinal.

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que longitudinal.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique (4a)** dans les deux sens principaux.

CHAPITRE V

Présentation d'ETABS et vérification

Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F) et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est à dire en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

1 Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément, (un fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

2 Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques, qui est un calcul sous charge verticale (G et Q) et dynamiques qui est un calcul sous charge horizontale représentée par le séisme (E). avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

3 Etapes de modélisation sur ETABS :

Les différentes étapes à suivre lors de la modélisation d'une structure de bâtiment sur le logiciel ETABS sont décrites ci-dessous :

3.1 Etape 1 (introduction de la géométrie de la structure) :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

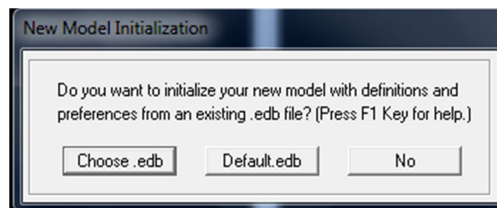
3.1.1 Choix des unités :

Avant de commencer, on doit choisir un système d'unités pour le calcul des forces et déplacements, pour cela, on ouvre la fenêtre située au bas de l'écran puis on choisit l'une des unités disponible dans le logiciel. Pour notre cas on a choisi le KN.m.

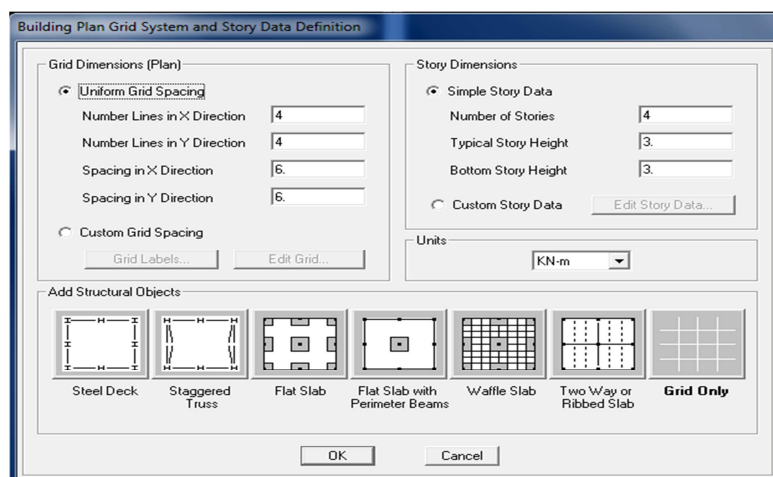


3.1.2 Modification de la géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne <file / new model>, cette option permet d'introduire :

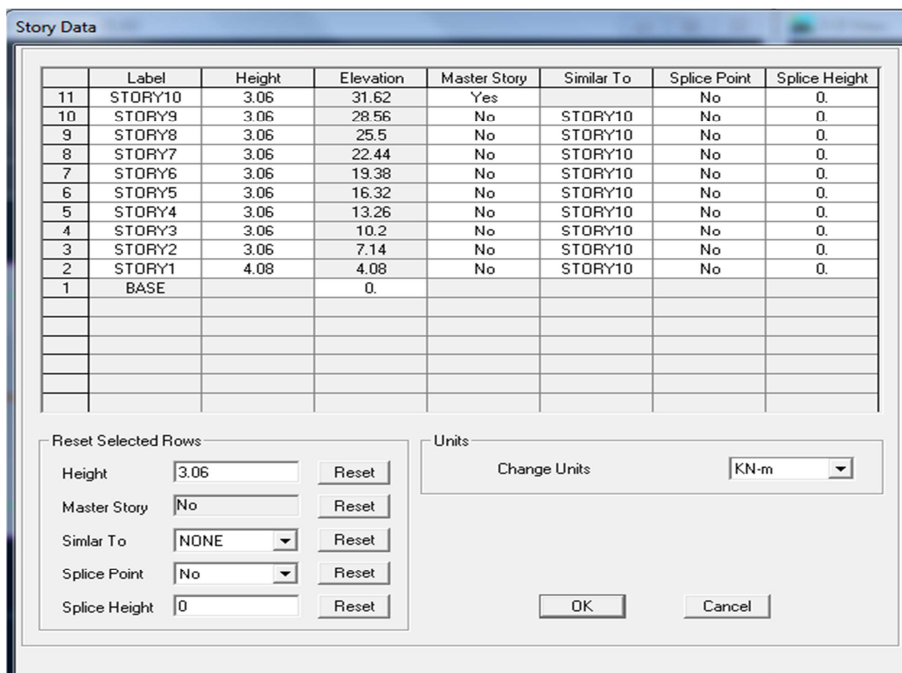
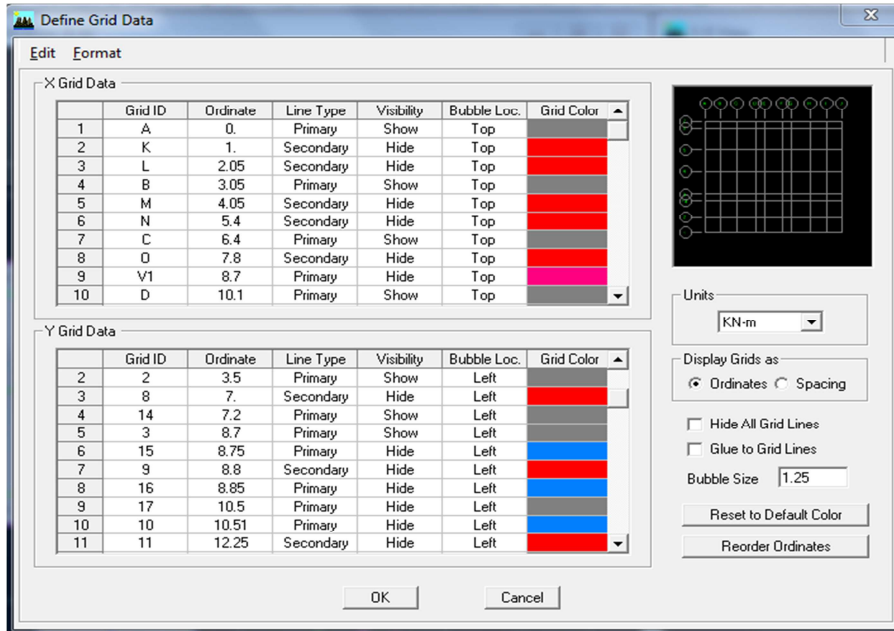


- le nombre de portiques suivant x-x
- le nombre de portiques suivant y-y
- le nombre des étages.



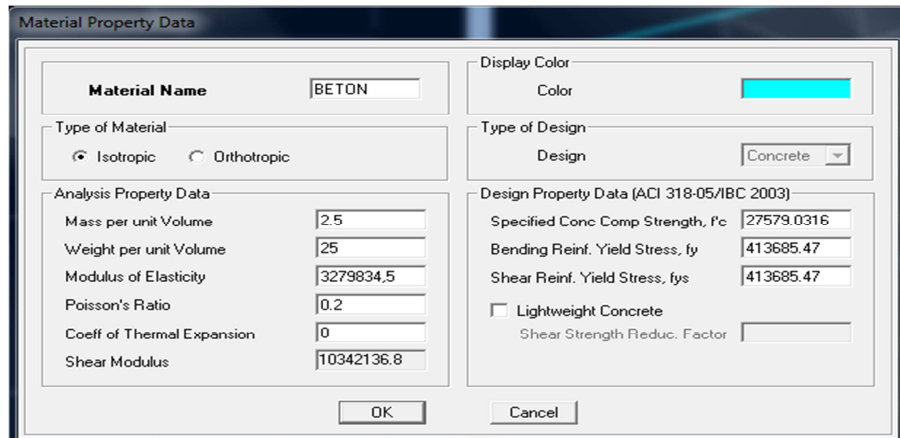
3.1.3 Modification des longueurs des travées et hauteurs d'étages :

Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage. On clique sur le bouton droit de la souris, puis on introduit les distances cumulées puis on clique ok.



3.2 Définition des propriétés mécaniques des matériaux :

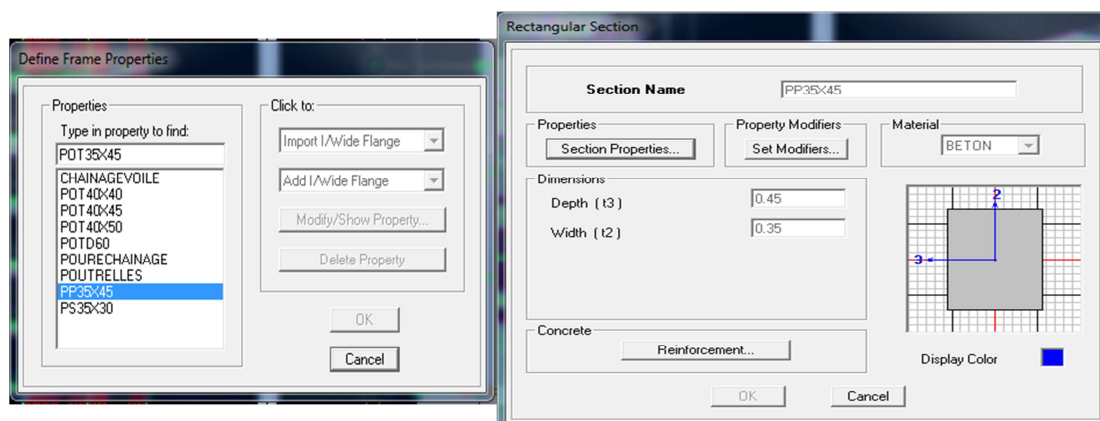
Dans cette partie, on va définir les propriétés mécaniques des matériaux, notamment le béton, à l'aide de la commande <define / materialproperties> On choisit le matériau à définir, puis on entre les valeurs des propriétés mécanique comme la masse volumique, le poids volumique, modules d'élasticité....etc.



3.3 Définition des propriétés géométriques des éléments:

La deuxième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalles, voiles...).

Dans cette partie, on va introduire les sections des éléments de la structure et ça à l'aide de la commande <Define / Frame Sections> pour les éléments linéaire tel que les poteaux et poutres et la commande <Define / Wall, Slabe, Deck Sections> pour les éléments surfaciques tel que les voiles, les planchers et dalles pleines.



On sélectionne <Add/ Rectangular> pour les sections rectangulaires, puis on choisit le matériau béton précédemment définit, ainsi que les dimensions tel que la hauteur (h) et la largeur (b) sans oublier le type d'élément (poutre ou colonne).

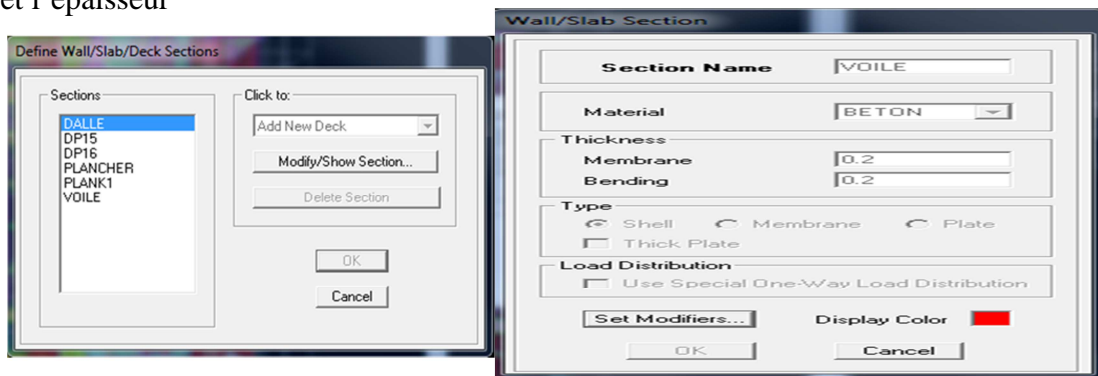
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section propriétés** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments surfaciques (voiles).

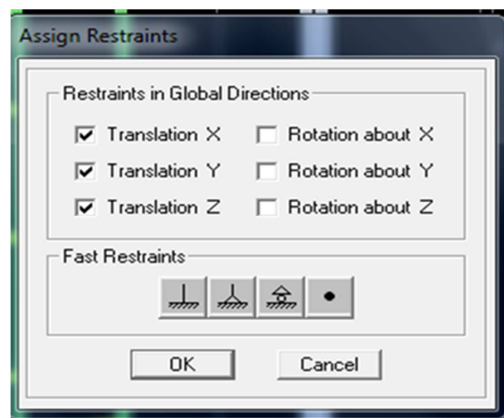
On choisit le menu Define et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur



3.4 Introduction des conditions aux limites:

Dans cette étape on va définir les conditions aux limites, pour cela on sélectionne les nœuds de la base dans la flèches-Y

On attribue des appuis (restreints) avec le menu **Assign/Point**, puis (**support**) en cliquant sur

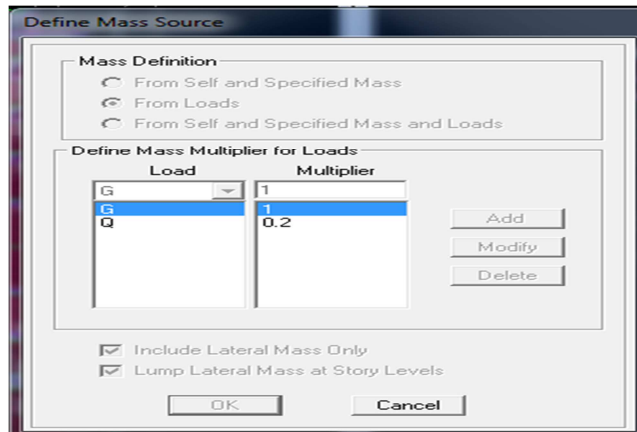


3.5 Diaphragmes et source de masse:

3.5.1 Masse source :

La masse du plancher est supposé concentrés en son centre de masse qui est désigné par la notation de masse-source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente et la valeur $\beta=0.2$ pour la charge d'exploitation.



- **Remarque :**

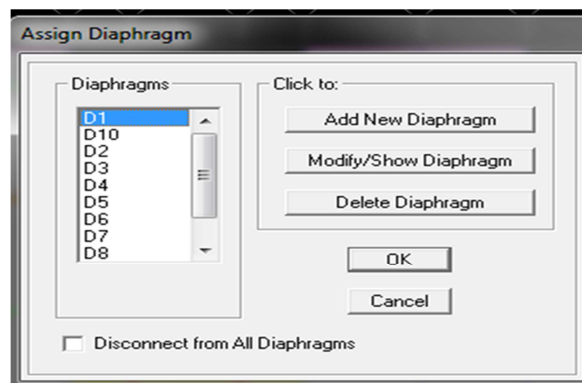
Le model va prendre les charges permanente et d'exploitation comme des charges linéaires répartie on cochant la case **fromloads**.

3.5.2 Diaphragme :

Comme les planchers sont supposé infiniment rigides on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un diaphragme, pour cela :

On Sélectionne le premier plancher dans la fenêtre X-Y dans le menu déroulant **assign/point-rigiddiaphragm**

On choisit **add new diaphragm** on va appeler D1



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragme on clique sur **ok** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

3.6 Chargement de la structure :

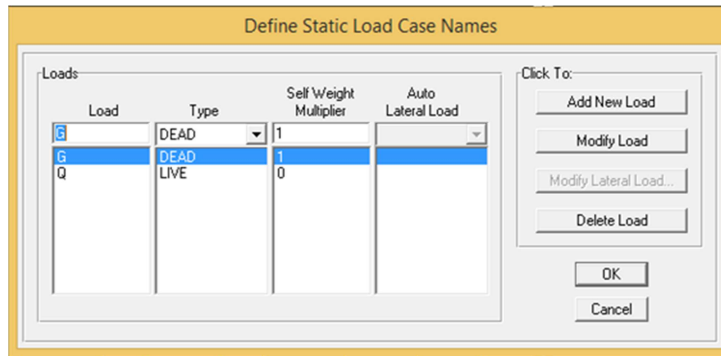
Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.


3.6.1 Charge statique (G et Q) :

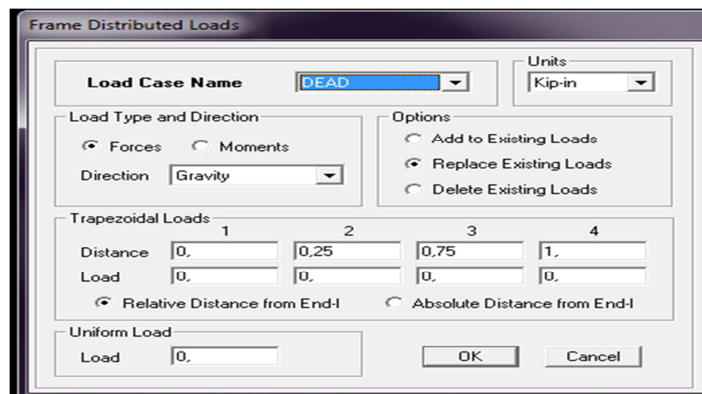
La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur : **Define / Load Cases**.

DEAD (charge permanente).

LIVE (Surcharge d'exploitation).



Après la sélection de l'élément à charger on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.



3.6.2 Charges sismique :

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

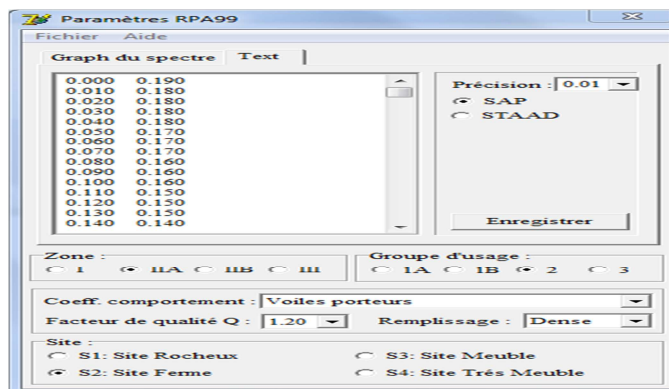
- Zone : IIa (Zone a sismicité moyen, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coefficient comportement : 3.5 (tableau 4.3de RPA 2003)
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S2.
- Facteur de qualité (Q): 1.2

On ouvre le logiciel en cliquant sur

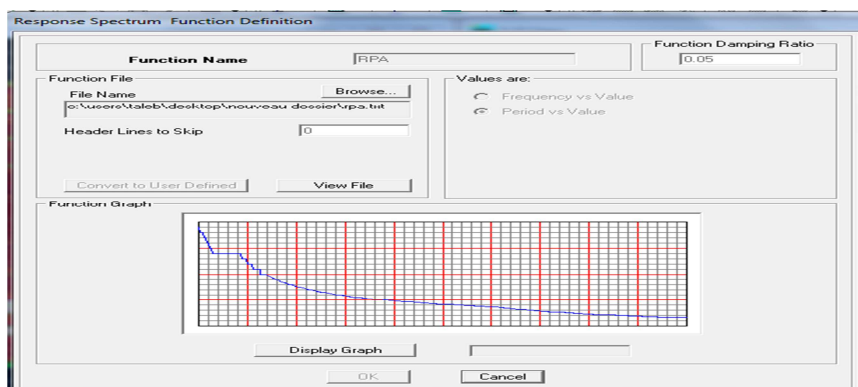


l'icone

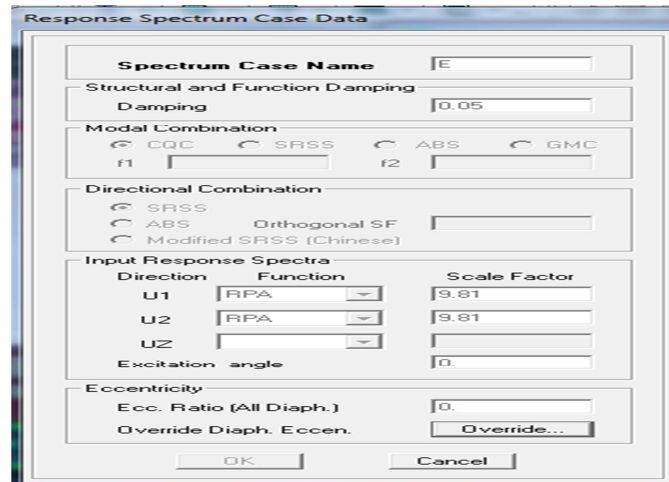
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur **Define /Response Spectrum Functions/Spectrum from file**.



Dans la partie input **responsespectra** , nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales .



3.7 Définition des combinaisons de charge :

La sixième étape consiste à introduire les combinaisons de charge

- Combinaison aux états limites :

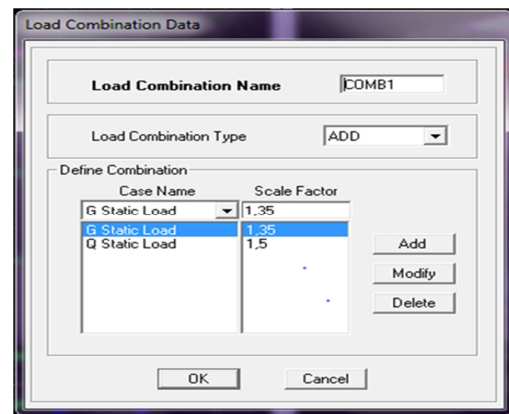
ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

- Combinaison accidentelles du RPA :

$G+Q+E$

$0.8G+E$



Pour introduire les résultats dans le logiciel on clique sur : **Define /loadcombination /add new comb**

3.8 Analyse et visualisation des résultats :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet analyse et on sélectionne **RunAnalysis**.

3.8.1 Période et participation modale :

Dans la fenêtre display/show tables, on clique sur modal information et on sélectionne la Modal information

3.8.2 Déformée de la structure :

On appuis sur l'icône **show deformedshap** et on sélectionne une combinaison d'action.

3.8.3 Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts interne, on se positionne sur un portique et on sélectionne **show member forces /stresses diagram**

➤ **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display /Show tables**.

Dans **element output** on selectionne **Fram forces**, on clique sur Select **cases/comb** puis on clique sur ok

➤ **Les poteaux :**

On suit les mêmes étapes pour les poteaux.

➤ **Déplacements :**

Pour extraire les déplacements sous forme de tableau, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuis sur Show tables puis on coche **diplacement**.

Pour une meilleure vérification on exporte le tableau sur EXCEL.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondation) on clique sur **Show tables**, on coche **Base réaction**, ensuite dans **Select cases/comb**, on choisit EX et EY.

4 Méthodes de calcul sismique :

En fonction de la forme des dimensions et du type de construction, le RPA propose trois méthodes pour mener le calcul des forces sismiques :

4.1 Méthode statique équivalente :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

4.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- 1- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II et à 30m en zone III.
- 2- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en i), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- Tous groupes

Zone II :

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

4.2 Méthodes dynamiques :**4.2.1 Méthode d'analyse spectrale modale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

4.2.2 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

5 Vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente :**5.1 Régularité en plan :**

Selon le paragraphe 3.5.1 du RPA99/2003, notre structure n'est pas régulière en plan, car elle ne satisfaisait pas la condition suivante :

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25 pour cent de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$$\frac{e_y}{L_y} = \frac{8.6}{23.4} = 0.367$$

$$0.367 > 0.25 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

5.2 Vérification de la condition de hauteur :

Zone II

Groupe d'usage 2

Condition n'est pas vérifiée

$$H = 31,62 \text{ m} > 23 \text{ m}$$

Conclusion : Les conditions d'application de la méthode statique équivalente Ne Sont pas vérifiées, donc on opte pour la méthode d'analyse modale spectrale.

6 Exposé de la méthode dynamique :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ \frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} T_2 & T_2 < T < 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{array} \right.$$

Avec :

-**A** : coefficient d'accélération de zone donné au **tableau 4.2 du RPA99/2003**, en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

Zone Iia (Wilaya de Tizi Ouzou)

A = 0,15



Groupe 2 (ouvrages courants ou d'importances moyennes)

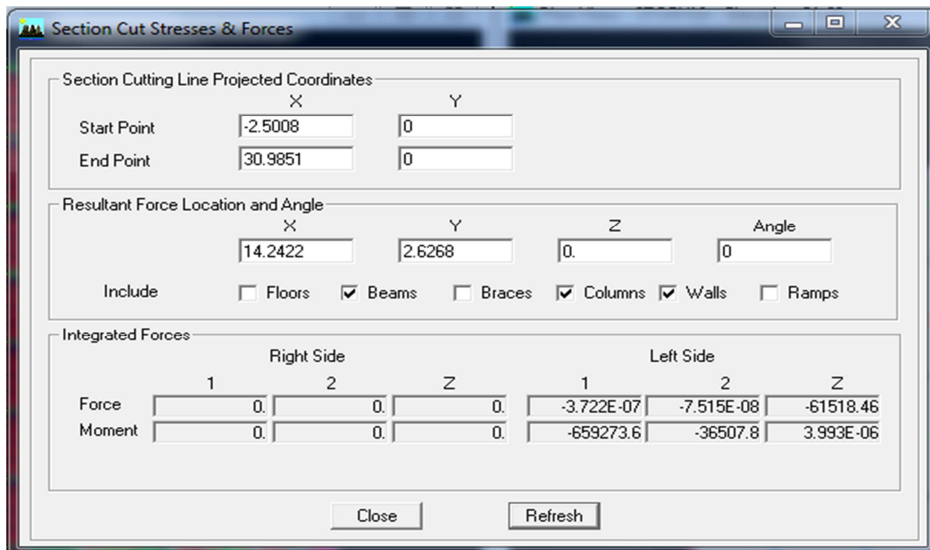
-**η**: facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%) $\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$.

-**ξ** : pourcentage d'amortissement critique donné par le **tableau 4.2 du RPA99/2003**, en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

ξ = 10%η = 0,754

-R : coefficient de comportement de la structure donné par le **tableau 4.3 du RPA99/2003**, en fonction du type de contreventement :

En effectuant l'analyse sous le logiciel Etabs avec la combinaison de masse (G+0,2Q), nous pourrions connaître la portion des efforts verticaux repris par les portiques et ceux repris par les voiles, en utilisant la fonction <section cut> :



Le tableau suivant montre les sollicitations dues aux charges verticales repris par les voiles et portique, ainsi que leurs pourcentages de participation :

	Efforts en KN	Pourcentage de participation
portiques	34811.76	57%
voiles	26706.696	43%
total	61518.46	100%

Tableau V-1 : pourcentage des sollicitations verticales repris par les voiles et portique.

D'après les résultats de l'analyse, les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales, pour des raisons de sécurité, on prend la valeur de coefficient de comportement de la structure égale à **R = 3,5**.

$-T_1, T_2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau 4.7, RPA99**)

Site	S ₂ (Site ferme)
T ₁ (sec)	0,15
T ₂ (sec)	0,40

Tableau V-2 : Périodes caractéristique T₁ et T₂ de la structure.

-Q : facteur de qualité donné par le tableau (**4.4 du RPA99/2003**), en fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non "

Tableau donnant les critères de qualités :

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
Conditions minimales sur les filles de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Tableau V-3 : les différentes valeurs des pénalités p_q.

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) = 1,2$$

7 Vérification des exigences du RPA 99/2003 :

7.1 La période (art 4.2.4 de RPA/99) :

La valeur fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée 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 : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

-C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA99/2003.

$$\begin{array}{l}
 \left. \begin{array}{l} h_N = 31.62 \text{ m} \\ C_T = 0.05 \end{array} \right\} \longrightarrow T = 0,05(31,62)^{\frac{3}{4}} = 0,6667 \text{ s}
 \end{array}$$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

- La valeur de (T) trouver par ETABS est : **T = 0.8437s**
- la valeur de (T) trouver par la formule empirique est : **T = 0,6667 s**

$T_{emp} \times 1,3 = 0,6667 \times 1,3 = 0,8667 \text{ s} > T_{num} = 0,8437 \text{ s} \dots\dots$ condition vérifiée.

7.2 Participation massique et nombre de modes à considérer (art 4.3.4 de RPA/99) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le tableau suivant donne la somme des masses modales effectives trouvées par l'ETABS :

Mode	Période	UX	UY	Somme (UX)	Somme (UY)
1	0.843707	77.5595	0.0055	77.5595	0.0055
2	0.470113	0.0001	64.6203	77.5596	64.6258
3	0.450000	0.0819	6.4054	77.6415	71.0312
4	0.255621	13.1426	0.0014	90.7841	71.0326
5	0.130969	4.8156	0.0006	95.5997	71.0332
6	0.117578	0.0028	19.3235	95.6025	90.3567

Tableau V-4 : valeurs des périodes et masses modales des différents modes de vibration de la structure.

La somme des masses modales dépassent 90% de la somme totale de la structure, d'où la condition de RPA est vérifiée.

La somme des masses modales dépassent les 90% au 6^{ème} mode dans les deux sens principaux, d'où le nombre total de modes à considérer est de (6) modes.

7.3 Vérification de la force sismique à la base (art 4.3.6 de RPA/99) :

La résultante des forces sismiques à la base V_i 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.

7.3.1 Calcul de la force sismique total :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{art 4.2.3 de RPA/99})$$

Avec :

-**A** : coefficient d'accélération de zone,

$$A = 0,15.$$

-**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T),

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 de RPA/99,

$$T_2 = 0,4s$$

- η : facteur de correction d'amortissement,

$$\eta = 0,764$$

Dans notre cas nous avons, $T_2 = 0,4 < T = 0,6667 < 3.0s$, d'où :

$$D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,764 (0,4/0,6667)^{2/3} = 1,358$$

$$D = 1,358.$$

-**R** : coefficient de comportement global de la structure,

$$R = 3,5.$$

-**Q** : facteur de qualité,

Q = 1,2, dans les deux sens horizontaux orthogonaux.

-**W** : poids total de la structure,

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : charges d'exploitations.
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de RPA/99, en fonction de type d'ouvrage,

Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés \longrightarrow **$\beta = 0,2$**

Le tableau suivant donne le poids au niveau (i) ainsi que le poids total de la structure W dans les deux sens principaux :

	W_I(KN) suivant x	W_i(KN) suivant y
RDC	6341.191	6341.191
1 ^{ère} Etage	7154.379	7154.379
2 ^{ème} Etage	6232.082	6232.082
3 ^{ème} Etage	6194.638	6194.638
4 ^{ème} Etage	6165.310	6165.310
5 ^{ème} Etage	6165.310	6165.310
6 ^{ème} Etage	6127.866	6127.866
7 ^{ème} Etage	6098.538	6098.538
8 ^{ème} Etage	6093.611	6093.611
9 ^{ème} Etage	5874.799	5874.799
	W_T= 62447.724	W_T=62447.724

Tableau V-5 : poids total de la structure

La force sismique totale V_t , appliquée à la base de la structure est :

$$V_t = \frac{0,15 \times 1,358 \times 1,2}{3,5} (62471.258) \implies V_t = 4363 \text{ KN}$$

Nous allons maintenant comparer la force sismique totale à la base trouvée par ETABS à celle calculé par la méthode statique équivalente, diminuée de 20%.

direction	$V_{etabs}(KN)$	$V_{MSE}(KN)$	$0,8V_{MSE}(KN)$	Observation
Suivant x	4187.04	4363	3490.4	vérifiée
Suivant y	5830.39	4363	3490.4	vérifiée

Tableau V-6 : vérification de la force sismique totale appliquée à la base de la structure.

Conclusion :

La résultante des forces à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (RPA99/ Version 2003 ART 4.3.6).

7.4 Vérification de l'excentricité (art 4.3.7 de RPA99):

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $0,05L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

7.4.1 Calcul de l'excentricité accidentel :

L'excentricité accidentel est donnée par :

$$e'_x = \begin{cases} 0,05L_x \\ \\ \end{cases} \quad e'_y = 0,05L_y$$

Avec :

- L_x : la dimension du plancher perpendiculaire à l'axe y-y

- L_y : la dimension du plancher perpendiculaire à l'axe x-x

Le tableau suivant donne l'excentricité accidentelle pour chaque niveau et dans les deux directions (x-x et y-y) :

Niveaux	L_x (m)	L_y (m)	e'_x (m)	e'_y (m)
1	27.7	21.4	1.385	1.070
2	27.7	24.9	1.385	1.245
3	27.7	24.9	1.385	1.245
4	27.7	24.9	1.385	1.245
5	27.7	24.9	1.385	1.245
6	27.7	24.9	1.385	1.245
7	27.7	24.9	1.385	1.245
8	27.7	24.9	1.385	1.245
9	27.7	24.9	1.385	1.245
10	27.7	24.9	1.385	1.245

Tableau V-7 : valeurs des excentricités accidentelles des différents niveaux.

7.4.2 Calcul de l'excentricité théorique :

L'excentricité théorique est donnée par :

$$e_x = [X_{CM} - X_{CR}];$$

$$e_y = [Y_{CM} - Y_{CR}].$$

Avec :

- X_{CM} : projection de centre de masse par rapport à l'axe x
- X_{CR} : projection de centre de torsion par rapport à l'axe x
- Y_{CM} : projection de centre de masse par rapport à l'axe y
- Y_{CR} : projection de centre de torsion par rapport à l'axe y

Les tableaux suivant donnent l'excentricité théorique à chaque niveau :

Excentricité suivant x-x:

Niveaux	X_{CM} (m)	X_{CR} (m)	e_x (m)	e_x' (m)	observation
1	13.358	13.875	-0.517	1.385	vérifiée
2	13.511	13.884	-0.373	1.385	vérifiée
3	13.695	13.900	-0.205	1.385	vérifiée
4	13.694	13.914	-0.22	1.385	vérifiée
5	13.693	13.925	-0.232	1.385	vérifiée
6	13.693	13.935	-0.242	1.385	vérifiée
7	13.692	13.943	-0.251	1.385	vérifiée
8	13.692	13.950	-0.258	1.385	vérifiée
9	13.691	13.954	-0.263	1.385	vérifiée
10	13.657	13.957	-0.3	1.385	vérifiée

Tableau V-8 : vérification de l'excentricité dans le sens X-X.

Excentricité suivant y-y :

Niveaux	Y_{CM} (m)	Y_{CR} (m)	e_y (m)	e_y' (m)	observati on
1	14.337	13.694	0.643	1.070	vérifiée
2	12.118	13.338	-1.220	1.245	vérifiée
3	13.320	13.116	0.204	1.245	vérifiée
4	13.325	12.998	0.327	1.245	vérifiée
5	13.331	12.919	0.412	1.245	vérifiée
6	13.331	12.863	0.468	1.245	vérifiée
7	13.337	12.820	0.517	1.245	vérifiée
8	13.342	12.788	0.554	1.245	vérifiée
9	13.343	12.762	0.581	1.245	vérifiée
10	13.500	12.740	0.760	1.245	vérifiée

Tableau V-9 : vérification de l'excentricité dans le sens Y-Y.

7.5 Déplacement relatif des niveaux (art 5.10 de RPA/99) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés ci-dessous, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

-**R** : coefficient de comportement

- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

Le déplacement relatif au niveau 'k' par rapport au niveau 'k - 1' est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements des planchers dus aux charges sismiques sont résumés dans les tableaux suivant :

Déplacements dû aux charges sismiques (Ex) :

Niveau (k)	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$0.01h_k$ (m)	observation
Niveau 10	0.0207	3.5	0.07245	0.0679	0.00455	0.0306	Vérifiée
Niveau 9	0.0194	3.5	0.0679	0.06265	0.00525	0.0306	Vérifiée
Niveau 8	0.0179	3.5	0.06265	0.056	0.00665	0.0306	Vérifiée
Niveau 7	0.016	3.5	0.056	0.04865	0.00735	0.0306	Vérifiée
Niveau 6	0.0139	3.5	0.04865	0.0406	0.00805	0.0306	Vérifiée
Niveau 5	0.0116	3.5	0.0406	0.0315	0.0091	0.0306	Vérifiée
Niveau 4	0.009	3.5	0.0315	0.02275	0.00875	0.0306	Vérifiée
Niveau 3	0.0065	3.5	0.02275	0.01365	0.0091	0.0306	Vérifiée
Niveau 2	0.0039	3.5	0.01365	0.00595	0.0077	0.0306	Vérifiée
Niveau 1	0.0017	3.5	0.00595	0	0.00595	0.0408	Vérifiée

Tableau V-10 : vérification des déplacements suivant le sens X-X.

Déplacements dû aux charges sismiques (Ey) :

Niveau (k)	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$0.01h_k$ (m)	observation
Niveau 10	0.0102	3.5	0.0357	0.03185	0.00385	0.0306	Vérifiée
Niveau 9	0.0091	3.5	0.03185	0.02765	0.0042	0.0306	Vérifiée
Niveau 8	0.0079	3.5	0.02765	0.02345	0.0042	0.0306	Vérifiée
Niveau 7	0.0067	3.5	0.02345	0.01925	0.0042	0.0306	Vérifiée
Niveau 6	0.0055	3.5	0.01925	0.01505	0.0042	0.0306	Vérifiée
Niveau 5	0.0043	3.5	0.01505	0.0112	0.00385	0.0306	Vérifiée
Niveau 4	0.0032	3.5	0.0112	0.0077	0.0035	0.0306	Vérifiée
Niveau 3	0.0022	3.5	0.0077	0.00455	0.00315	0.0306	Vérifiée
Niveau 2	0.0013	3.5	0.00455	0.00175	0.0028	0.0306	Vérifiée
Niveau 1	0.0005	3.5	0.00175	0	0.00175	0.0408	Vérifiée

Tableau V-11 : vérification des déplacements suivant le sens Y-Y.

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux directions sont inférieures aux déplacements admissibles, donc les exigences de RPA 99 version 2003 sont vérifiées.

7.6 Déplacement maximal :

On doit s'assurer que le déplacement maximal que subit la structure vérifie le déplacement admissible défini ci-dessous :

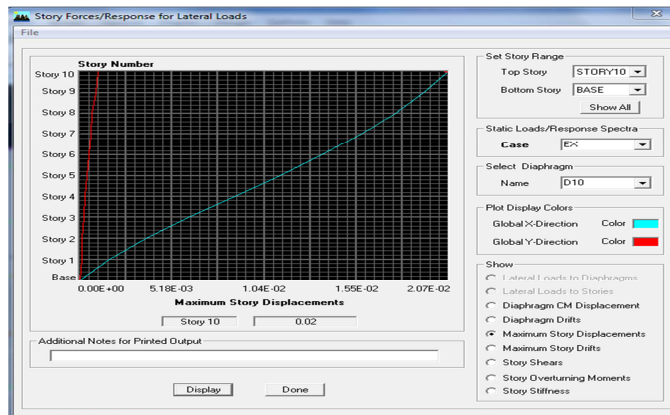
$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

Avec :

-f : le déplacement admissible.

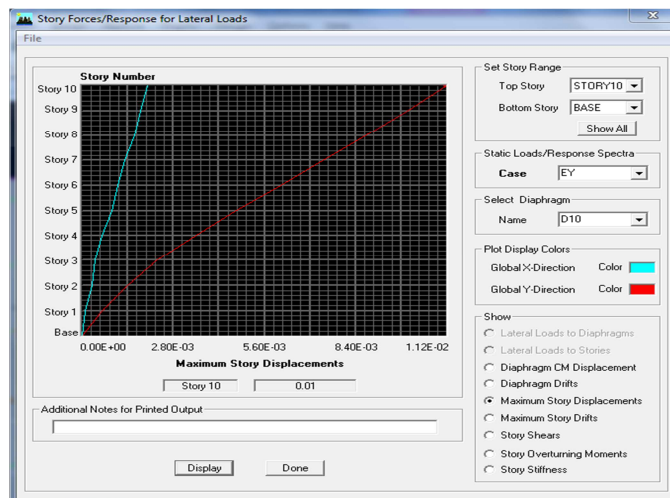
- H_t : la hauteur totale du bâtiment.

Selon Ex :



$$\delta_{max} = 0,02 \text{ m} < f = \frac{31,62}{500} = 0,063 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Selon Ey :



$$\delta_{max} = 0,01 \text{ m} < f = \frac{31,62}{500} = 0,063 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

7.7 Justifications vis-à-vis de l'effet P-Δ (art 5.9 RPA99/2003) :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

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"

$-\Delta_k$: déplacement relatif du niveau <<k>> par rapport au niveau <<k-1>>

$-h_k$: hauteur de l'étage <<k>>

Sens x-x						
niveau	P (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	$\theta < 0.10$	Obs
10	5047.13	0.00490	845.61	3.06	0.009557604	vérifié
9	11066.76	0.00595	1553.01	3.06	0.013856125	vérifié
8	17091.22	0.00700	2117.37	3.06	0.018465154	vérifié
7	23115.68	0.00770	2591.14	3.06	0.022448385	vérifié
6	29213.58	0.00840	3007.75	3.06	0.026662502	vérifié
5	35311.48	0.00910	3368.38	3.06	0.031175599	vérifié
4	41409.38	0.00910	3675.46	3.06	0.033504797	vérifié
3	47580.72	0.00910	3934.56	3.06	0.035962908	vérifié
2	54563.13	0.00770	4162.91	3.06	0.032981587	vérifié
1	56846.8	0.00595	4197.73	4.08	0.019749146	vérifié

Tableau V-12 : justification vis-à-vis de l'effet P- Δ dans le sens X-X

Sens y-y						
niveau	P (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	$\theta < 0.10$	Obs
10	5047.13	0.00385	1205.77	3.06	0.005266466	vérifié
9	11066.76	0.00420	2240.47	3.06	0.00677968	vérifié
8	17091.22	0.00420	3073.94	3.06	0.007631423	vérifié
7	23115.68	0.00420	3744.47	3.06	0.008473136	vérifié
6	29213.58	0.00385	4298.29	3.06	0.008551226	vérifié
5	35311.48	0.00385	4768.45	3.06	0.009317041	vérifié
4	41409.38	0.00350	5170.39	3.06	0.00916056	vérifié
3	47580.72	0.00315	5493.62	3.06	0.008915825	vérifié
2	54563.13	0.00280	5749.84	3.06	0.008683206	vérifié
1	56846.8	0.00175	5832.99	4.08	0.004180158	vérifié

Tableau V-12 : justification vis-à-vis de l'effet P- Δ dans le sens Y-Y

Conclusion :

Toutes les recommandations sont satisfaites nous pouvons ainsi extraire les efforts avec lesquel nous allons ferrailer notre structure dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VI

Ferraillage des éléments de la structure

Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue de l'analyse sous le logiciel ETABS.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- **1.35G+1.5Q**..... à l'ELU
- **G + Q** à l'ELS
- **G+Q±E**.....RPA99 révisé 2003
- **0.8G± E**.....RPA99révisé 2003

1.1 Recommandation et exigence de RPA :

1.1.1 Recommandation sur les armatures longitudinales :

➤ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section :

- **Poutres principales (35x45) :** $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 45 = 7.87 \text{ cm}^2$.
- **Poutres secondaires (30x35) :** $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

➤ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement :

- **Poutres principales (35x45) :**

$$A_{max} = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2, \quad (\text{En zone courante}).$$

$$A_{max} = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2, \quad (\text{En zone de recouvrement})$$

- **Poutres secondaires (30x35) :**

$$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2, \quad (\text{En zone courante})$$

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2, \quad (\text{En zone de recouvrement})$$

➤ La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ** en zone **IIa**.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

1.1.2 Recommandation sur les armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$- S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \quad (\text{En zone nodale}).$$

$$- S_t \leq \frac{h}{2} \quad (\text{En zone de recouvrement}).$$

Où :

Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

1.2 Etapes de calcul des armatures longitudinales :

1.2.1 Hypothèses de calcul aux ELS :

- Les sections droites restent planes après déformation et il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et les armatures en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le coefficient d'équivalence $n = 15$.

1.2.2 Hypothèses de calcul aux ELU :

- Les sections droites restent planes après déformation et il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et les armatures en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif du béton est limité à :

}	3.5 ‰ en flexion simple.
	2‰ en compression simple.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à 10 ‰.
- La règle des trois pivots qui consiste à dire que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B et C définis par la figure VI-1.
- Les matériaux (acier et béton) sont considérés dans leur comportement plastique c'est-à-dire : $\varepsilon_{bc} \geq 2\text{‰}$ et $\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_0 = \frac{f_e}{E \times \gamma_s}$

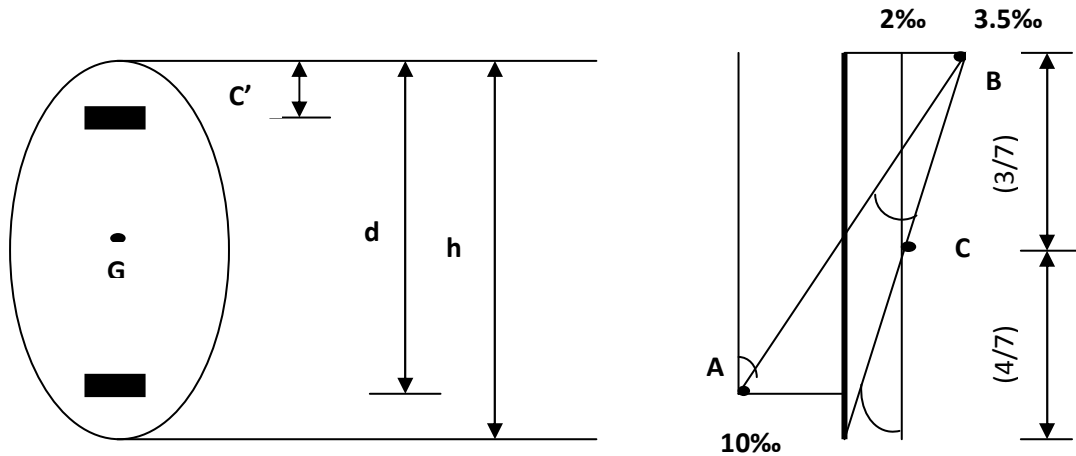


Figure VI-1 : Définition des pivots.

Ce diagramme délimite trois régions 1, 2 et 3. On note (y) la distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la section ; la valeur de (y) détermine le domaine dans lequel on se trouve. Ces domaines, représentés sur la figure VI-1, sont définis de la façon suivante :

- **Domaine 1 ou pivot A :**

$$y \leq \alpha d \iff y \leq \left(\frac{3.5}{3.5+10}\right) Xd \iff y \leq 0.259d$$

- **Domaine 2 ou pivot B :**

$$0.259d \leq y \leq h$$

- **Domaine 3 ou pivot C :**

$$y \geq h$$

1.2.3 Principe de la flexion simple à l'ELU :

1.2.3.1 Pivot A :

$$F_{bc} = f_{bu} x (0.8y) x b$$

$$M_u = F_{bc} x z$$

$$M_u = f_{bu} x (0.8y) x b x (d - 0.4y)$$

Posons :

$$\alpha = \frac{y}{d} \implies y = \alpha x d$$

$$M_u = f_{bu} X (0.8 x \alpha x d) x b x (d - 0.4\alpha d)$$

$$M_u = f_{bu} x 0.8\alpha d^2 x b (1 - 0.4\alpha)$$

$$\frac{M_u}{f_{bu} x d^2 x b} = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha) = \mu$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

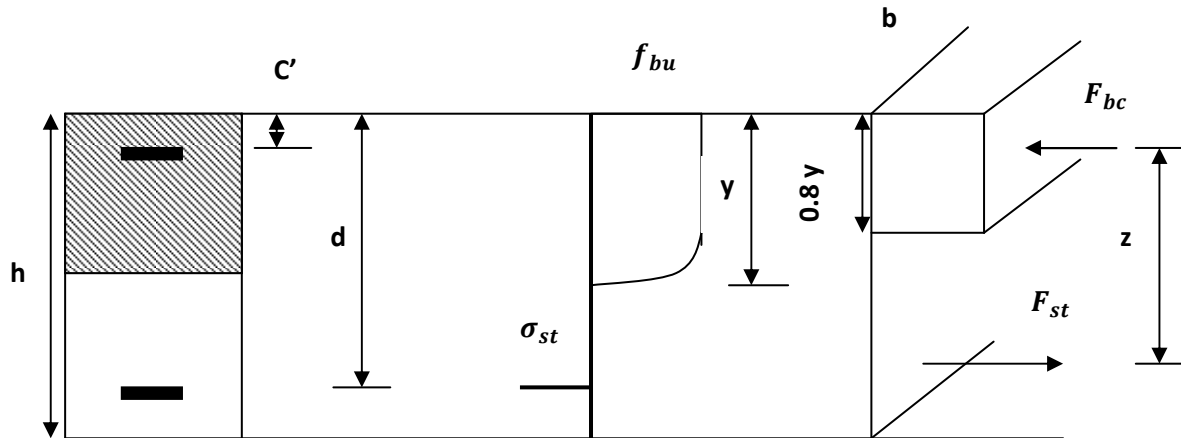


Figure VI-2 : Section simplement armée.

$$M_u = F_{st} \times z$$

$$M_u = F_{st}(d - 0.4y)$$

$$M_u = F_{st}(d - 0.4 \times \alpha \times d)$$

$$M_u = F_{st} \times d(1 - 0.4\alpha)$$

$$M_u = A_{st} \times \sigma_{st} \times d \times \beta$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$\varepsilon_{bc} = \frac{\alpha}{(1 - \alpha)} \times \varepsilon_{st}$$

➤ **Remarque 1:**

Lorsque notre section est soumise à un moment de flexion qui n'est pas important c.-à-d. $y \leq 0.259d$, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires et on prévoit une section d'armature tendue de manière à avoir une déformation de 10 ‰.

Lorsque $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$ sous le moment qui est très faible on sort du domaine plastique, ce qui transgresse l'hypothèse ; cette situation est admise car la géométrie de la section l'impose.

L'augmentation du moment de flexion qui est due à l'augmentation du chargement par exemple, engendrera l'augmentation de (y) qui, dès qu'il atteint la valeur de $0,259d$, on constate que la déformation dans le béton comprimé atteint sa limite $\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$ ce qui définit le moment idéal.

Lorsque le moment augmente au-delà du moment idéal, la déformation dans les armatures tendues diminue avec l'augmentation du moment (M) jusqu'à ce qu'il atteigne un moment limite (M_l) qui est la limite de la section simplement armée, c.-à-d. : pour un moment supérieur à (M_l) la section devient doublement armée, ce qui définit le pivot B.

1.2.3.2 Pivot B :

Le pivot B est caractérisé par une limite de déformation des aciers tendus pour ne pas rentrer dans le domaine élastique $\varepsilon_0 = \frac{f_e}{E \times \gamma_s}$ donc on ferraille notre section simplement armée avec le moment limite (M_l) sous lequel la résistance du béton est utilisée complètement plus un moment supplémentaire (ΔM) qui est repris uniquement par les armatures.

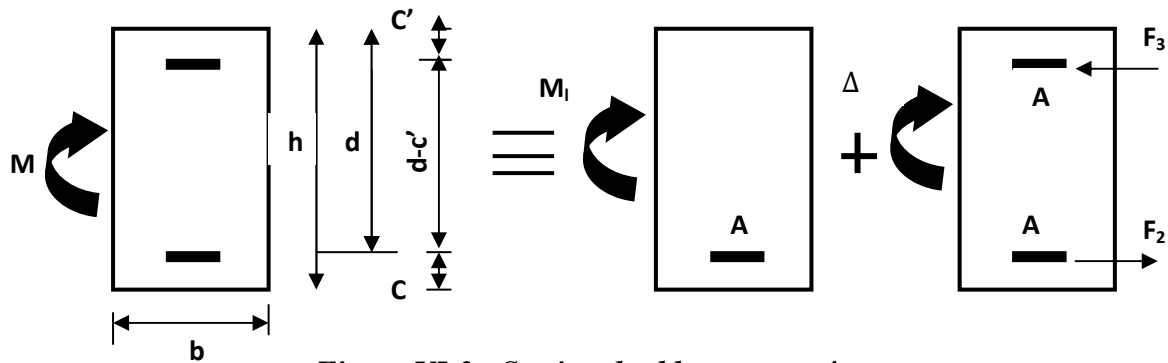


Figure VI-3 : Section doublement armée.

$$M = M_l + \Delta M$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_0} = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s}}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$$

$$\beta_l = (1 - 0.4\alpha_l)$$

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$A_1 = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\Delta M = F_2(d - c') = F_3(d - c')$$

$$\Delta M = A_2 \times \sigma_{st}(d - c') = A_3 \times \sigma_{sc}(d - c')$$

$$A_2 = A_3 = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s} \text{ Avec } \sigma_s = \sigma_{st} = \sigma_{sc}$$

$$A_{st} = A_1 + A_2$$

$$A_{sc} = A_3$$

➤ Remarque 2 :

On remarque que lorsque le moment (M) excède le moment ultime M_l , le moment (ΔM) augmente la section d'armature avec un même taux dans les armatures tendues et celles comprimées de manière à maintenir toujours les déformations dans le domaine plastique que ce soit pour le béton ou pour les aciers.

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0.4M$ (Art BAEL B66)

1.2.4 Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

1.2.4.1 Etat limite de résistance de béton :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

Avec :

- A_s : Section d'armature adoptée à l'ELU.

On calcul:

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d}$$

$$\rho_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} \beta_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} \alpha_1 \longrightarrow k_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

1.2.4.2 Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

1.2.5 Vérification du BAEL 91 :

Les vérifications effectuées sont les suivantes :

1.2.5.1 Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

1.2.5.2 Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec :

- τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

- $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence admissible.
- V_u^{\max} : Effort tranchant max.
- d : hauteur utile.
- Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.
- μ_i : Périmètre des aciers.

1.2.5.3 Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 Art 521) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_s} f_{c28}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa. (Fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}.$$

1.2.5.4 Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :

A. Influence sur le béton :

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9d \times b \times f_{c28}$$

B. Influence sur les armatures :

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

1.2.5.5 Etat limite de déformation :

Il est nécessaire de faire la vérification de la flèche si les inégalités suivantes ne sont pas vérifiées.

$$1) \quad \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}. \quad \text{Avec :} \quad \mathbf{L} : \text{portée de la travée entre nu d'appuis.}$$

$$2) \quad \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}. \quad \mathbf{M_t} : \text{moment fléchissant maximal en travée.}$$

$$3) \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_c}. \quad \mathbf{M_0} : \text{moment isostatique.}$$

\mathbf{A} : section d'armatures tendues.

1.3 Ferrailage :

1.3.1 Ferrailage des poutres principales :

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

1.3.1.1 Ferrailage en travée :

NIVEAUX	COMB	$M_{max}(KN.m)$	μ	obs	β	$A_{Scal}(Cm^2)$	CHOIX	$A_{Sadop}(Cm^2)$
10	ELU	62.6610	0.0682	SSA	0.9650	4.3393	3T16	6.03
9	ELU	54.2600	0.0590	SSA	0.9705	3.7363	3T16	6.03
8	ELU	54.6610	0.0595	SSA	0.9705	3.7639	3T16	6.03
7	ELU	54.0710	0.0588	SSA	0.9700	3.7252	3T16	6.03
6	ELU	53.5590	0.0583	SSA	0.9700	3.6899	3T16	6.03
5	ELU	53.4020	0.0581	SSA	0.9700	3.6791	3T16	6.03
4	ELU	52.6550	0.0573	SSA	0.9715	3.6220	3T16	6.03
3	ELU	52.1220	0.0567	SSA	0.9710	3.5872	3T16	6.03
2	ELU	52.1130	0.0567	SSA	0.9710	3.5866	3T16	6.03
1	ELU	58.8200	0.0640	SSA	0.9670	4.0649	3T16	6.03

Tableau VI-1 : calcul des sections d'armatures des poutres principales en travée.

1.3.1.2 Ferrailage en appuis :

NIVEAUX	COMB	$M_{max}(KN.m)$	μ	obs	β	$A_{Scal}(Cm^2)$	CHOIX	$A_{Sadop}(Cm^2)$
10	ELU	113.6140	0.1236	SSA	0.9355	8.1160	3T14+2T16	8.64
9	ELU	113.5620	0.1236	SSA	0.9355	8.1123	3T14+2T16	8.64
8	ELU	110.5410	0.1203	SSA	0.9360	7.8922	3T14+2T16	8.64
7	ELU	108.8830	0.1185	SSA	0.9370	7.7656	3T14+2T16	8.64
6	ELU	106.6750	0.1161	SSA	0.9380	7.6000	3T14+2T16	8.64
5	ELU	103.2500	0.1124	SSA	0.9400	7.3403	3T14+2T16	8.64
4	ELU	94.7560	0.1031	SSA	0.9465	6.6902	3T14+2T16	8.64
3	ELU	91.4150	0.0995	SSA	0.9485	6.4407	3T14+2T16	8.64
2	ELU	86.5510	0.0942	SSA	0.9510	6.0820	3T14+2T16	8.64
1	ELU	88.2160	0.0960	SSA	0.9490	6.2120	3T14+2T16	8.64

Tableau VI-2 : calcul des sections d'armatures des poutres principales aux appuis.

Conclusion :

Les poutres principales seront ferrillées comme suit :

Lit inférieur : **3HA16** filante.

Lit supérieur : **3HA14** filante + **2HA16** en chapeaux au niveau des appuis.



Figure VI-4 : Coupe verticale des poutres principales en travée et aux appuis.

1.3.2 Ferrailage des poutres secondaires :

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

1.3.2.1 Ferrailage en travée :

NIVEAUX	COMB	$M_{max}(KN.m)$	μ	obs	β	$A_{Scal}(Cm^2)$	CHOIX	$A_{Sadop}(Cm^2)$
10	ELU	39.5830	0.0853	SSA	0.9565	3.6035	3T14	4.62
9	ELU	43.4610	0.0937	SSA	0.9525	3.9732	3T14	4.62
8	ELU	40.7080	0.0877	SSA	0.9555	3.7098	3T14	4.62
7	ELU	38.2400	0.0824	SSA	0.9570	3.4795	3T14	4.62
6	ELU	35.5810	0.0767	SSA	0.9600	3.2274	3T14	4.62
5	ELU	31.4880	0.0679	SSA	0.9650	2.8413	3T14	4.62
4	ELU	26.6170	0.0574	SSA	0.9715	2.3857	3T14	4.62
3	ELU	21.2240	0.0457	SSA	0.9785	1.8887	3T14	4.62
2	ELU	25.4840	0.0549	SSA	0.9725	2.2818	3T14	4.62
1	ELU	20.2760	0.0437	SSA	0.9795	1.8025	3T14	4.62

Tableau VI-3 : Calcul des sections d'armature des poutres secondaire en travée.

1.3.2.2 Ferrailage en appuis :

NIVEAUX	COMB	$M_{max}(KN.m)$	μ	obs	β	$A_{Scal}(Cm^2)$	CHOIX	$A_{Sadop}(Cm^2)$
10	G+Q+E	53.9350	0.1163	SSA	0.9380	5.0070	3T14+3T12	8.01
9	G+Q+E	69.9520	0.1508	SSA	0.9180	6.6354	3T14+3T12	8.01
8	G+Q+E	69.0880	0.1489	SSA	0.9195	6.5427	3T14+3T12	8.01
7	G+Q+E	71.3150	0.1537	SSA	0.9175	6.7683	3T14+3T12	8.01
6	G+Q+E	75.5720	0.1629	SSA	0.9115	7.2196	3T14+3T12	8.01
5	G+Q+E	78.0510	0.1682	SSA	0.9070	7.4934	3T14+3T12	8.01
4	G+Q+E	80.3920	0.1733	SSA	0.9055	7.7309	3T14+3T12	8.01
3	G+Q+E	77.5970	0.1673	SSA	0.9095	7.4293	3T14+3T12	8.01
2	G+Q+E	70.0080	0.1509	SSA	0.9185	6.6371	3T14+3T12	8.01
1	G+Q+E	61.1020	0.1317	SSA	0.9305	5.7180	3T14+3T12	8.01

Tableau VI-4 : Calcul des sections d'armatures des poutres secondaire aux appuis.

Conclusion :

Les poutres principales seront ferrillées comme suit :

Lit inférieur : 3HA14 filante + 3HA12 en chapeaux au niveau des appuis.

Lit supérieur : 3HA12 filante + 3HA14 en chapeaux au niveau des appuis.



Figure VI-5 : Coupe verticale des poutres secondaires en travée et aux appuis.

1.4 Vérification des sections adoptées (BAEL91) :**1.4.1 Vérification de la condition de non fragilité :****1.4.1.1 Poutres principales :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 43 \times \frac{2.1}{400} = 1.77 \text{ Cm}^2$$

- En travée $A_{Sadoptée} = 6.03 \text{ Cm}^2 > 1.77 \text{ Cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.
- Aux appuis $A_{Sadoptée} = 8.64 \text{ Cm}^2 > 1.77 \text{ Cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.

1.4.1.2 Poutres secondaires :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ Cm}^2$$

- En travée $A_{Sadoptée} = 4.62 \text{ Cm}^2 > 1.77 \text{ Cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.
- Aux appuis $A_{Sadoptée} = 8.01 \text{ Cm}^2 > 1.77 \text{ Cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.

1.4.2 Vérification de la contrainte tangentielle :

La fissuration est peu nuisible et les cadres à 90° :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

1.4.2.1 Poutres principales :

$$V_u = T_{Max} = 131.62 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{131.62}{35 \times 43} \times 10 = 0.87 < 3.33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

1.4.2.2 Poutres secondaire :

$$V_u = T_{Max} = 78.88 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{78.88}{30 \times 33} \times 10 = 0.80 < 3.33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

1.4.3 Influence de l'effort tranchant aux appuis :**1.4.3.1 Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

A. Poutres principales :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.35 \times 0.43 \times 16.67 \times 10^3 = 903.18 \text{ KN}$$

$$V_u = 131.62 < 903.18 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B. Poutres secondaires :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.30 \times 0.33 \times 16.67 \times 10^3 = 594.12 \text{ KN}$$

$$V_u = 78.88 < 903.18 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

1.4.3.2 Influence sur les armatures :

$$A_{\text{Sadoptée}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

M_u est pris avec son signe.

Si : $\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0$ la vérification n'est pas nécessaire.

A. Poutres principales :

$$\left(131.62 - \frac{113}{0.9 \times 0.42} \right) = -167.32 < 0 \quad (\text{La vérification n'est pas nécessaire}).$$

B. Poutres secondaires :

$$\left(-98.65 + \frac{80.392}{0.9 \times 0.42} \right) = 114.03$$

$$\frac{1.15}{400} \times 114.03 = 0.327 < A_{\text{Sadoptée}} = 4.62 \text{ Cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

1.4.4 Vérification de l'adhérence :

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

Avec :

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

1.4.4.1 Vérification des poutres principales :

$$\sum U_i = \pi\phi = 3 \times 3.14 \times 1.6 = 15.072 \text{ Cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{131.62 \times 10^3}{0.9 \times 430 \times 150.72} = 2.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 2.25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

1.4.4.2 Vérification des poutres secondaires :

$$\sum U_i = \pi\phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.188 \text{ Cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{78.88 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.88} = 2.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 2.01 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.}$$

1.4.5 Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

Diamètre ϕ (mm)	16	14	12
l_s (Cm)	56.44	49.39	42.33

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4** l_s » pour barre à haute adhérence.

Diamètre ϕ (mm)	16	14	12
l_s (Cm)	22.58	19.76	16.94

1.4.6 Vérification à l'ELS :**1.4.6.1 Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

1.4.6.2 Etat limite de compression de béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissible

A. Poutre principale :

Niveaux	Section (cm ²)	Appuis Travée	M _{ser} (KN.m)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
10	30x35	Appuis	82.8760	251.3779	348	8.5412	15	Vérifiée
	30x35	Travée	45.9050	196.1023	348	5.3815	15	Vérifiée
9	30x35	Appuis	82.5040	250.2496	348	8.5028	15	Vérifiée
	30x35	Travée	39.4870	168.6851	348	4.6291	15	Vérifiée
8	30x35	Appuis	80.4410	243.9921	348	8.2902	15	Vérifiée
	30x35	Travée	39.7860	169.9624	348	4.6641	15	Vérifiée
7	30x35	Appuis	79.2290	240.3159	348	8.1653	15	Vérifiée
	30x35	Travée	39.3540	168.1170	348	4.6135	15	Vérifiée
6	30x35	Appuis	77.6200	235.4355	348	7.9995	15	Vérifiée
	30x35	Travée	38.9810	166.5235	348	4.5698	15	Vérifiée
5	30x35	Appuis	75.1270	227.8738	348	7.7426	15	Vérifiée
	30x35	Travée	38.8740	166.0665	348	4.5572	15	Vérifiée
4	30x35	Appuis	68.9440	209.1197	348	7.1054	15	Vérifiée
	30x35	Travée	38.3300	163.7425	348	4.4934	15	Vérifiée
3	30x35	Appuis	66.5130	201.7460	348	6.8548	15	Vérifiée
	30x35	Travée	37.9410	162.0808	348	4.4478	15	Vérifiée
2	30x35	Appuis	62.9740	191.0116	348	6.4901	15	Vérifiée
	30x35	Travée	37.9390	162.0722	348	4.4476	15	Vérifiée
1	30x35	Appuis	63.6950	193.1985	348	6.5644	15	Vérifiée
	30x35	Travée	42.4420	181.3086	348	4.9755	15	Vérifiée

Tableau VI-5 : contraintes dans l'acier et le béton des poutres principales à l'ELS.

B. Poutres secondaires :

Niveaux	Section (cm ²)	Appuis Travée	M _{ser} (KN.m)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
10	30x35	Appuis	30.5850	132.7989	348	3.5590	15	Vérifiée
	30x35	Travée	28.7460	210.3155	348	6.0361	15	Vérifiée
9	30x35	Appuis	35.9640	156.1543	348	4.1849	15	Vérifiée
	30x35	Travée	31.6230	231.3646	348	6.6402	15	Vérifiée
8	30x35	Appuis	33.8380	146.9232	348	3.9375	15	Vérifiée
	30x35	Travée	29.6140	216.6660	348	6.2183	15	Vérifiée
7	30x35	Appuis	31.6910	137.6011	348	3.6877	15	Vérifiée
	30x35	Travée	27.8130	203.4893	348	5.8401	15	Vérifiée
6	30x35	Appuis	30.1110	130.7408	348	3.5039	15	Vérifiée
	30x35	Travée	25.8790	189.3395	348	5.4340	15	Vérifiée
5	30x35	Appuis	27.2200	118.1882	348	3.1674	15	Vérifiée
	30x35	Travée	22.9010	167.5515	348	4.8087	15	Vérifiée
4	30x35	Appuis	24.2360	105.2317	348	2.8202	15	Vérifiée
	30x35	Travée	19.3640	141.6736	348	4.0660	15	Vérifiée
3	30x35	Appuis	20.3460	88.3415	348	2.3676	15	Vérifiée
	30x35	Travée	15.4460	113.0082	348	3.2433	15	Vérifiée
2	30x35	Appuis	20.6140	89.5052	348	2.3987	15	Vérifiée
	30x35	Travée	18.5890	136.0034	348	3.9033	15	Vérifiée
1	30x35	Appuis	16.6910	72.4717	348	1.9422	15	Vérifiée
	30x35	Travée	14.7180	107.6819	348	3.0905	15	Vérifiée

Tableau VI-6 : contraintes dans l'acier et le béton des poutres secondaires à l'ELS.

1.4.6.3 Etat limite de déformation (la flèche) :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \quad \frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \quad \frac{h}{L_{max}} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3) \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

A. Poutre principale :

$$1) \quad \frac{45}{510} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \quad \frac{45}{510} = 0.088 > \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$3) \quad \frac{6.03}{35 \times 43} = 0.004 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \implies \text{condition vérifiée.}$$

B. Poutre secondaire :

$$1) \quad \frac{35}{370} = 0.094 > \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \quad \frac{35}{370} = 0.094 > \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$3) \quad \frac{4.62}{30 \times 35} = 0.004 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

1.4.7 Calcul des armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuances f_e E400 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant.

1.4.7.1 Détermination de diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_L, \frac{b}{10}\right)$$

A. Sens principal :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}, 1.6, \frac{35}{10}\right) = 1.28 \text{ Cm} \implies \text{Soit : } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

B. Sens secondaire :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}, 1.4, \frac{30}{10}\right) = 1 \text{ Cm} \implies \text{Soit : } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

On prend pour les deux cas un diamètre de **8mm**, Soit un cadre et une épingle (**4HA8**), d'où La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 4 \left(\frac{\pi \times \Phi_t^2}{4}\right) = 2.01 \text{ Cm}^2.$$

1.4.7.2 Espacement des armatures transversales :**A. Sens principal :**

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ Cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 19.2, 30 \text{ Cm}\right) = 11.25 \text{ Cm}$$

Soit à prendre : **St = 10 cm** à partir de 5 Cm du nu d'appuis.

- **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ Cm}$$

Soit à prendre : **St = 15 Cm**.

B. Sens secondaire :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ Cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 14.4, 30 \text{ Cm}\right) = 8.75 \text{ Cm}$$

Soit à prendre : **St = 8 cm** à partir de 5 Cm du nu d'appuis.

- **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17 \text{ Cm}$$

Soit à prendre : **St = 15 Cm**.

1.4.7.3 Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{min} = 0.003S_t b$$

- **Poutres principales :**

$$A_t = 2.01 > 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ Cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaire :**

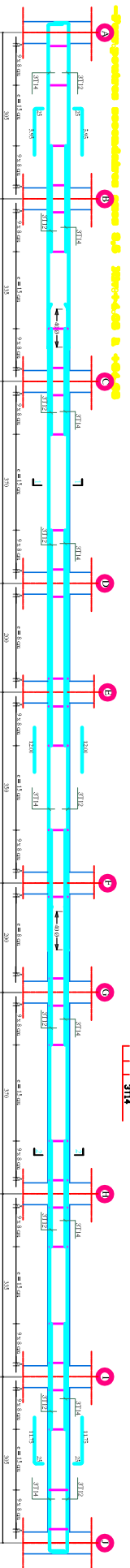
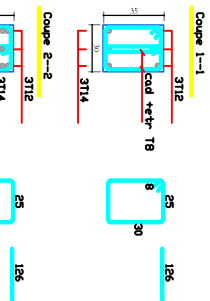
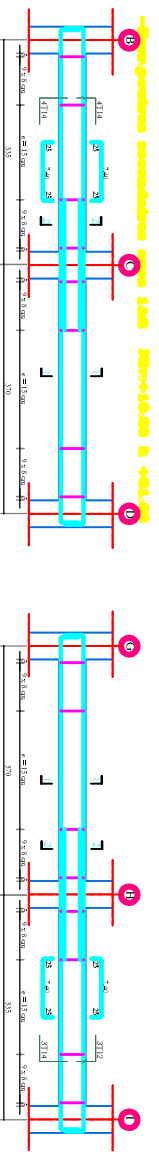
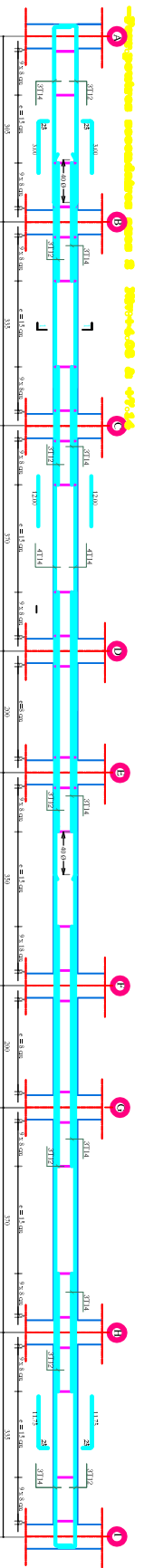
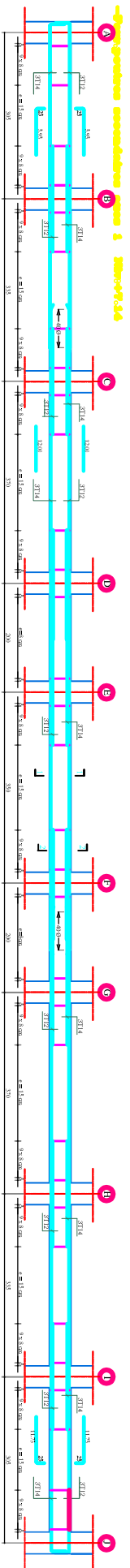
$$A_t = 2.01 > 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ Cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

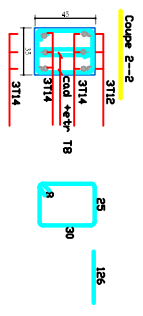
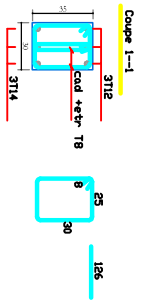
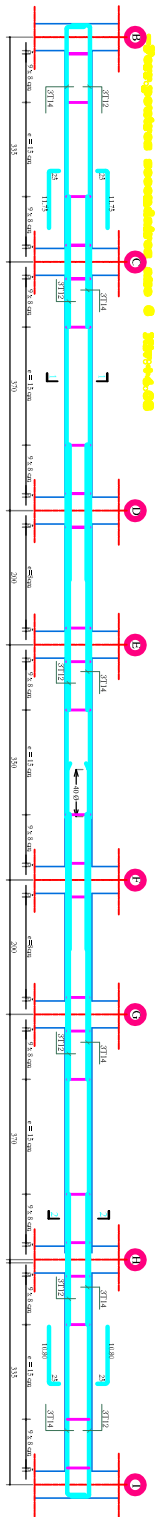
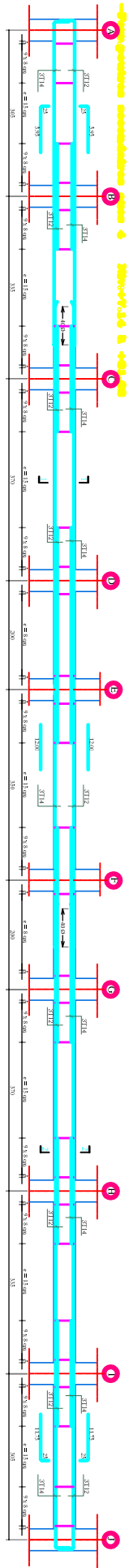
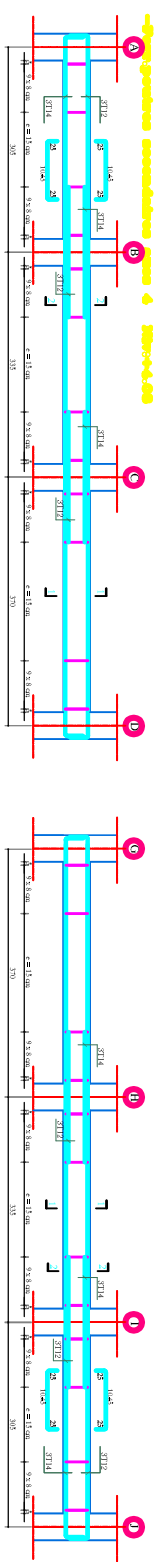
1.5 Disposition constructive :

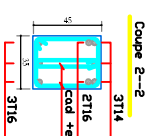
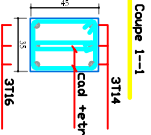
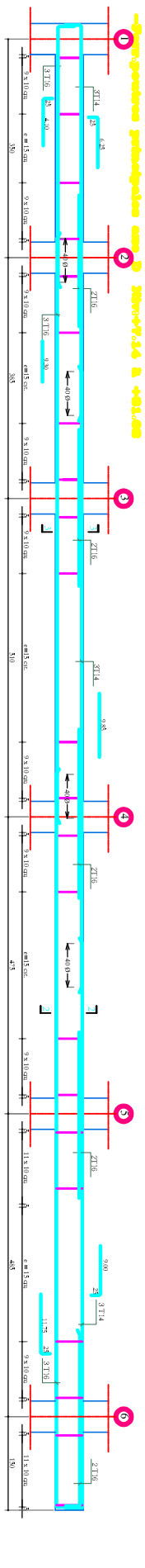
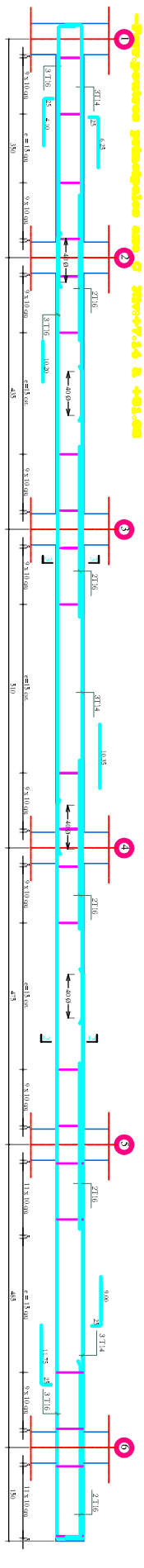
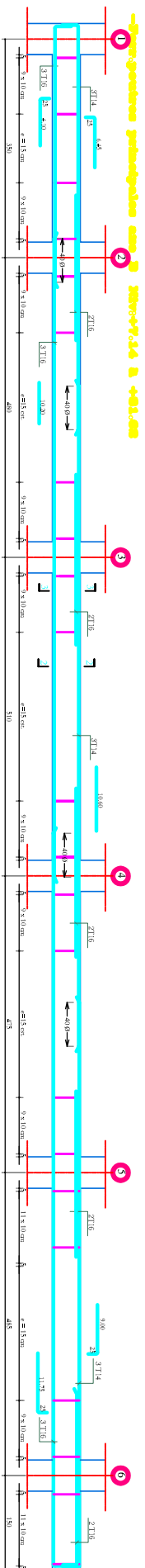
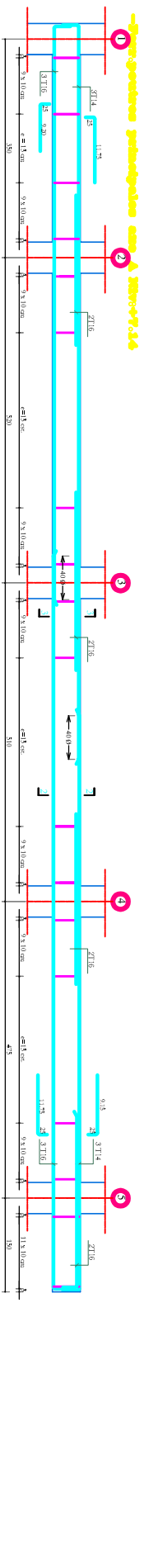
Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

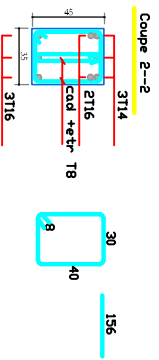
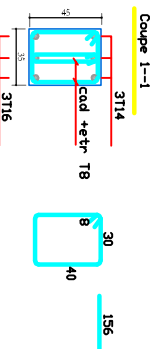
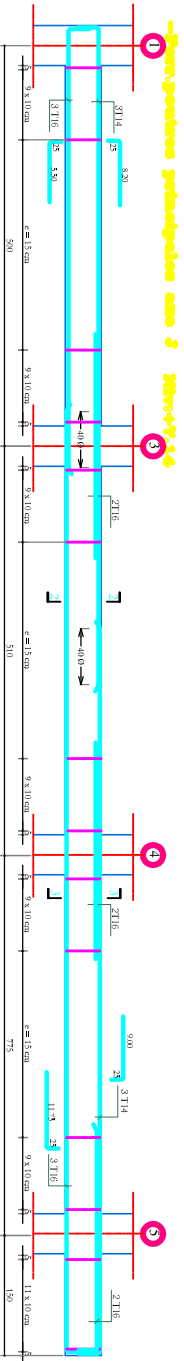
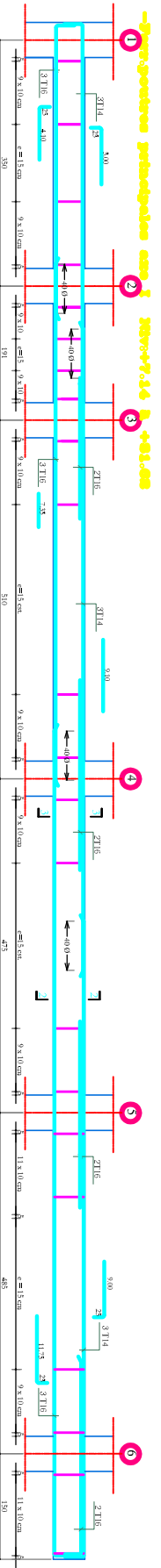
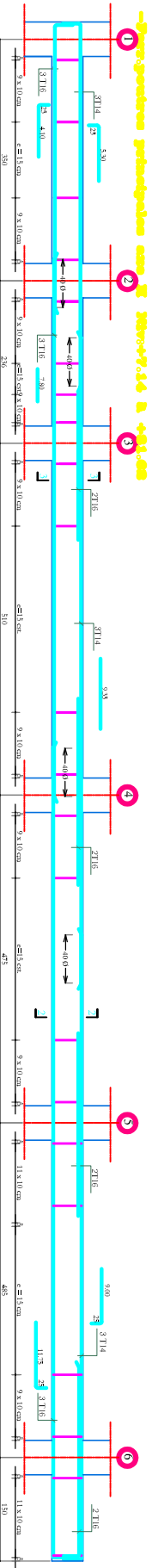
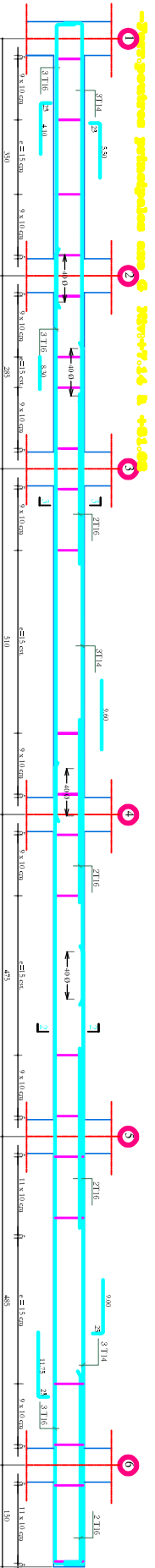
La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

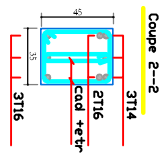
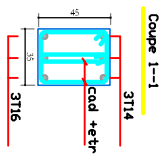
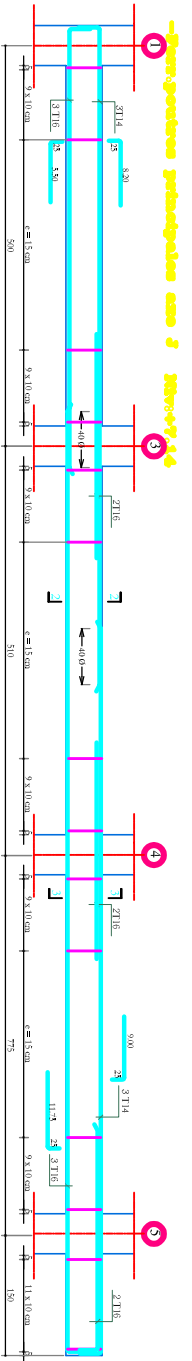
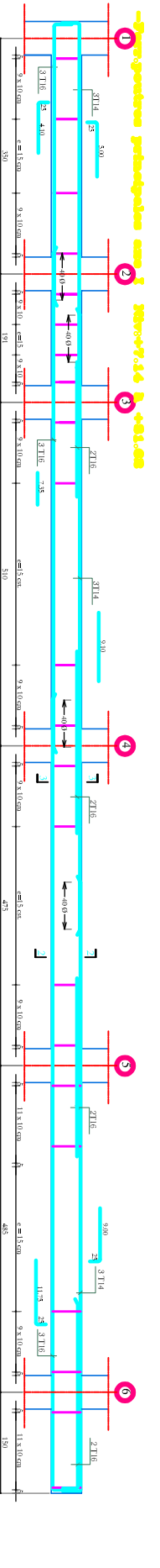
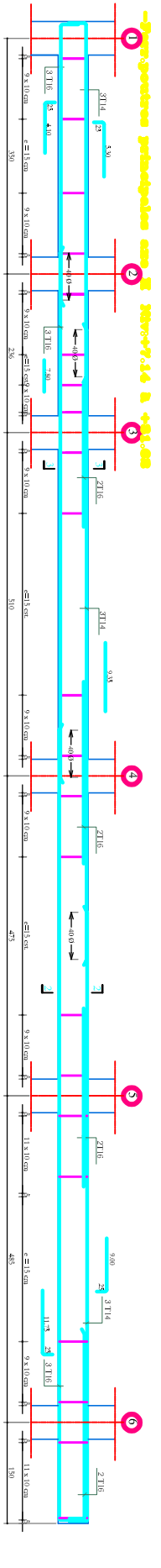
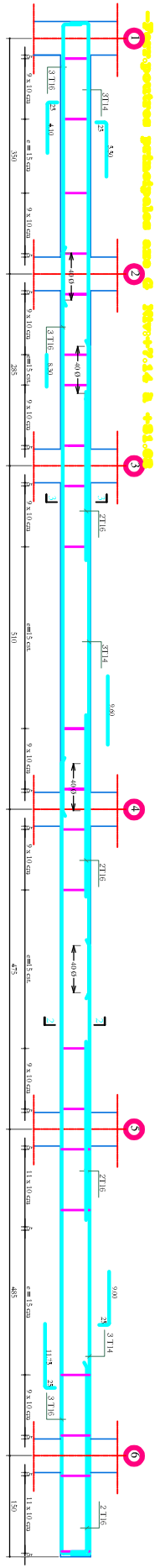
- ✓ $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓ $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ✓ 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.











2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- 1.35G+1.5Q à l'ELU.
- G+Q à l'ELS
- G+Q+E RPA99 révisé 2003.
- 0.8G RPA99 révisé 2003.

2.1 Recommandations et exigences du RPA99/2003 :

2.1.1 Recommandation sur les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

❖ Leur pourcentage minimal sera de 0,8% (Zone Iia) :

- Poteaux (40 X 50) Cm^2 : $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 50 = 16 Cm^2$
- Poteaux (40 X 45) Cm^2 : $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 45 = 14.4 Cm^2$
- Poteaux (40 X 40) Cm^2 : $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 Cm^2$
- Poteaux $\square 50$: $A_{min} = 0.008 \times \frac{\pi 50^2}{4} = 15.7 Cm^2$

❖ Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement :

- **En zone courante**

Poteaux (40 X 50) Cm^2 : $A_{max} = 80 Cm^2$

Poteaux (40 X 45) Cm^2 : $A_{max} = 72 Cm^2$

Poteaux (40 X 40) Cm^2 : $A_{max} = 64 Cm^2$

Poteaux $\square 50$: $A_{max} = 78.5 Cm^2$

- **En zone de recouvrement :**

Poteaux (40 X 50) Cm^2 : $A_{max} = 120 Cm^2$

Poteaux (40 X 45) Cm^2 : $A_{max} = 144 Cm^2$

Poteaux (40 X 40) Cm^2 : $A_{max} = 128 Cm^2$

Poteaux $\square 50$: $A_{max} = 157 Cm^2$

❖ Le diamètre minimum est de **12 mm**

❖ La longueur minimale des recouvrements est de 40 \square (zone II)

- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 Cm (Zone II)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

2.1.2 Recommandation sur les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul

- h_1 hauteur totale de la section brute

- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule ci-dessus, par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixé comme suit :

- ❖ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ Cm}) \quad (\text{Zone II})$$

- ❖ **Dans la zone courante :**

$$t \leq 15\phi_l \quad (\text{Zone II})$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :
Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpolation entre les valeurs limites précédentes

λ_g : Est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 Cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

2.2 Exposé de la méthode de calcul :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression (C) qui est distant du centre de gravité de la section d'une quantité $e = \frac{M}{N}$.

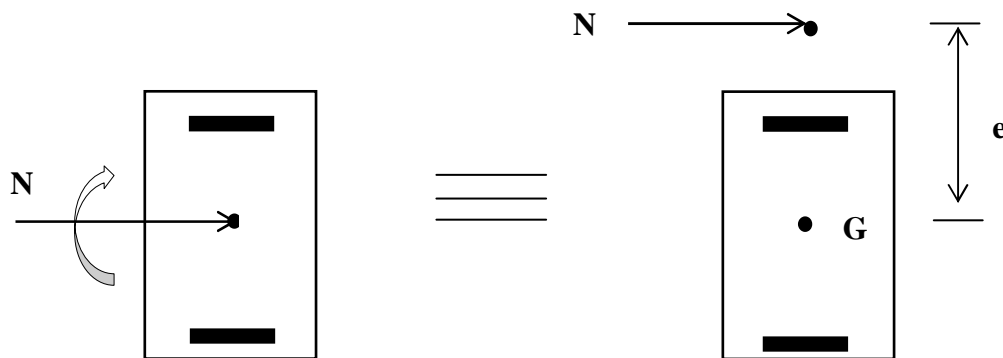


Figure VI-6 : définition du centre de pression e_p

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

Une section soumise à la flexion composée peut être entièrement tendue, partiellement comprimée et entièrement comprimée.

Les sollicitations à prendre en considération sont les suivantes :

- N_{max} \rightarrow M_{corr}
- N_{min} \rightarrow M_{corr}
- M_{max} \rightarrow N_{corr}

2.2.1 Section entièrement tendue :

Une section est entièrement tendue si l'effort normal $\langle\langle N \rangle\rangle$ est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les armatures.

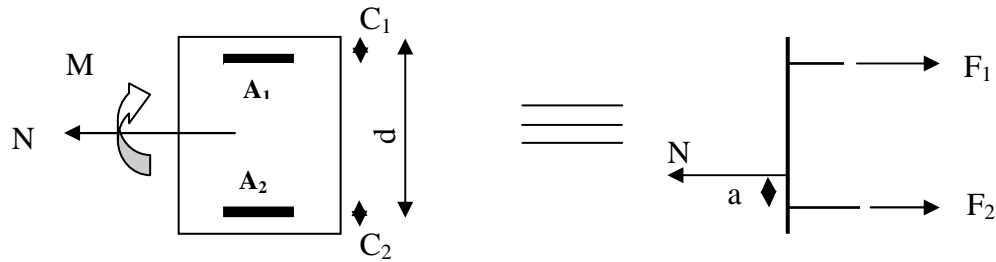


Figure VI-7 : cas d'une section entièrement tendue.

$$F_1 = A_1 X \sigma_1$$

$$F_2 = A_2 X \sigma_2$$

On a :

$$F_1 + F_2 - N = 0$$

$$F_1(d - c_1) - N.a = 0$$

$$a_1 X \sigma_1 (d - c_1) - N.a = 0$$

D'où :

$$A_1 = \frac{NXa}{(d - c_1)\sigma_1} \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{N}{\sigma_2} - A_1 \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_{10}$$

D'où :

$$A_1 = \frac{NXa}{(d - c_1)\sigma_{10}} \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{N}{\sigma_{10}} - A_1$$

2.2.2 Section partiellement comprimée :

Une section est partiellement comprimée :

- 1) Si le centre de pression <<C>> se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal est soit un effort de compression ou de traction.
- 2) Si le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normal est un effort de compression et la condition suivante vérifiée.

$$N(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) X b X h^2 X f_{bc}$$

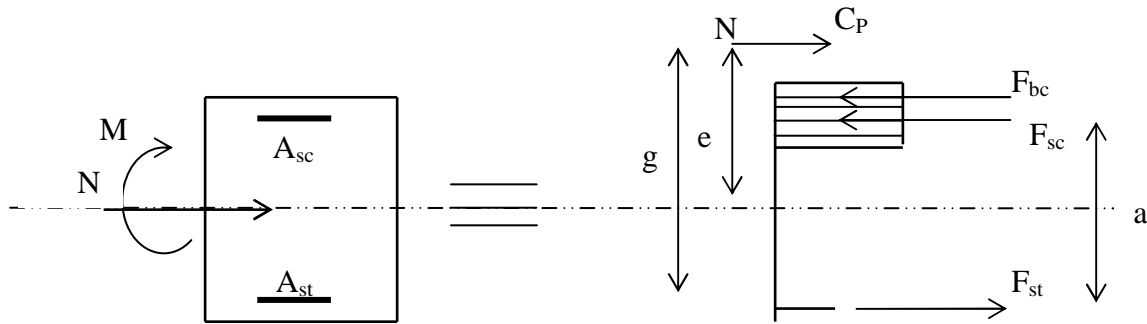


Figure VI-8 : cas d'une section partiellement comprimée.

Avec :

- f_{bc} : Résultante de compression dans le béton
- F_{sc} : Résultante de compression dans les aciers comprimés
- F_{st} : Résultante de traction dans les aciers tendus
- a : La distance séparant les lignes d'action f_{bc} et F_{st}
- g : la distance entre le centre de pression c et le centre de gravité des armatures tendues

$$g = e + 0,5h - c$$

Equations d'équilibres :

$$\begin{cases} N + f_{st} - f_{sc} - f_{bc} = N + A_{st}\sigma_{st} - A_{sc}\sigma_{sc} - F_{bc} = 0 \\ N \cdot g - f_{sc}(d - c') - f_{bc} \cdot a = N \cdot g - A_{sc}\sigma_{sc}(d - c') - f_{bc} \cdot a = 0 \end{cases}$$

On pose :

$$N + A_{st}\sigma_{st} = A_{st1}\sigma_{st} \quad \text{Et} \quad A_{sc} = A_{sc1}$$

On obtient :

$$\begin{cases} A_{st1}\sigma_{st} - A_{sc1}\sigma_{sc} - f_{bc} = 0 \\ M_f - A_{sc1}\sigma_{sc}(d - c') - f_{bc} \cdot a = 0 \end{cases}$$

La résolution de ces équations nous donne les sections de ferrailages suivants :

$$\begin{cases} A_{sc} = A_{sc1} \\ A_{st} = A_{st1} - \frac{N}{\sigma_{st}} \quad (\text{Si l'effort normal est un effort de compression}) \\ A_{st} = A_{st1} + \frac{N}{\sigma_{st}} \quad (\text{Si l'effort normal est un effort de traction}) \end{cases}$$

Avec :

A_{sc1} et A_{st1} : Sections d'acier nécessaire pour les armatures comprimées et tendues, calculées en flexion simple sous un moment fictif $M_f = N \cdot g$ (moment par rapport aux armatures tendues).

Pour faire un calcul en flexion simple, deux cas peuvent se présenter :

1^{er} Cas : Section Simplement Armée (SSA)

On dit qu'une section est simplement armée si :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \leq \mu_l = 0,392$$

Dans ce cas :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{et} \quad A_{sc1} = 0$$

2^{ème} Cas : Section Doublement Armée (SDA) :

On dit qu'une section est doublement armée si :

$$\mu < \mu_l = 0,392$$

Dans ce cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st1} = \left[\frac{M_l}{\beta_l d} + \frac{\Delta M_f}{(d-c')} \right] \cdot \frac{1}{\sigma_{st}} \\ A_{sc1} = \frac{\Delta M_f}{(d-c') \Delta \sigma_c} \end{array} \right.$$

Avec :

$$M_l = \mu_l \cdot bd^2 f_{bc}$$

$$\Delta M_f = M_f - M_l$$

2.2.3 Section entièrement comprimée :

Une section est entièrement comprimée si le centre de pression se trouve à l'intérieur de la zone délimitée par les armatures et que l'effort normal est un effort de compression, et que la condition suivante est vérifiée :

$$N(d - c') - M_f \geq (0,337h - 0,81c') X b h^2 f_{bc}$$

Ou sous une autre forme :

$$\frac{N}{bh f_{bc}} \left(0,5 - \frac{c'}{h} - \frac{e}{h}\right) \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right)$$

Deux cas sont possibles :

1^{er} Cas :

$$\text{Si } N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc}$$

Les armatures sont alors :

$$A_{sc1} = \frac{M_f - (d - 0,5h)bh f_{bc}}{(d - c')\sigma_2}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bh f_{bc}}{\sigma_2} - A_{sc1}$$

2^{ème} Cas :

$$\text{Si } N(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc}$$

Les armatures sont alors :

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \cdot bh \cdot f_{bc}}{\sigma_2} \quad \text{et} \quad A_{sc2} = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c')}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

σ_2 : La contrainte des aciers pour un raccourcissement de 2‰

Généralement on prend : $\sigma_2 = \sigma_{sc} = \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

2.3 Calcul des armatures longitudinales :

Dans notre cas nous allons ferrailer deux types de poteaux, poteaux de section rectangulaire et de section circulaire :

2.3.1 Ferraillage des poteaux de RDC au 3^{ème} Etage (40X50) :

Les différents résultats de calcul des armatures longitudinales pour les poteaux rectangulaire de section (40 X 50) Cm² sont résumés dans le tableau suivant :

		Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)
N _{max}	M _{corr}	N _{max} = 2380.72KN						N _{max} = 1998.09 KN						4HA20 + 8HA16	28.64
		M ₂ = -1.289 KN.m			M ₃ = 0.837 KN.m			M ₂ = -13.944 KN.m			M ₃ = -35.791 KN.m				
		Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)	Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)	Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)	Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)		
		SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0		
N _{min}	M _{corr}	N _{min} = 51.52KN						N _{min} = -1010.19 KN						4HA20 + 8HA16	28.64
		M ₂ = 10.721 KN.m			M ₃ = 9.884 KN.m			M ₂ = 14.997			M ₃ = 21.328				
		Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)	Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)	Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)	Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)		
		SEC	0	0	SEC	0	0	SET	11.78	13.48	SET	11.06	14.2		
M _{2max}	N _{corr}	M _{2max} = -46.866 KN.m						M _{2max} = -77.807 KN.m						4HA20 + 8HA16	28.64
		N _{corr} = 147.61KN						N _{corr} = 447.37 KN.m							
		Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)	Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)	Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)	Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)		
		SPC	0.78	0	SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0		
M _{3max}	N _{corr}	M _{3max} = 45.873 KN.m						M _{3max} = -104.815 KN.m						4HA20 + 8HA16	28.64
		N _{corr} = 819.65 KN						N _{corr} = 756.8							
		Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)	Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)	Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)	Obs.	A _{s2} ' (cm)	A _{s2} (cm)		
		SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0		

Tableau VI-7 : résultats de ferraillage des poteaux de section (40 X 50) Cm².

Conclusion :

Le ferraillage adopté pour les poteaux de section (40 X 50) Cm² est comme suit :

A_s = 4HA20 + 8HA16 = 28.64Cm².

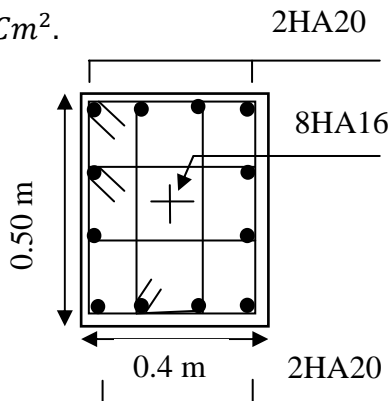


Figure VI-9 : Schéma de ferraillage des poteaux rectangulaires de section (40 X 50) Cm².

2.3.2 Ferrailage des poteaux de 4^{ème} au 6^{ème} Etage (40X45) :

Les différents résultats de calcul des armatures longitudinales pour les poteaux rectangulaire de section (40 X 45) Cm² sont résumés dans le tableau suivant :

		Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} M _{corr}	↘	N _{max} = 1344.24 KN						N _{max} = 1037.51 KN						12HA16	24.12
		M ₂ = -17.337 KN.m			M ₃ = 2.049 KN.m			M ₂ = -27.15 KN.m			M ₃ = -36.532 KN.m				
		Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)	Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)	Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)	Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)		
		SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0		
N _{min} M _{corr}	↘	N _{min} = 139.31 KN						N _{min} = -252.26 KN						12HA16	24.12
		M ₂ = 0.724 KN.m			M ₃ = -0.972 KN.m			M ₂ = 5.737 KN.m			M ₃ = 14.278 KN.m				
		Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)	Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)	Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)	Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)		
		SEC	0	0	SEC	0	0	SET	2.79	3.52	SET	2.10	4.20		
M _{2max} N _{corr}	↘	M _{2max} = -38.65 KN.m			M _{2max} = -71.741 KN.m			M _{2max} = -38.65 KN.m			M _{2max} = -71.741 KN.m			12HA16	24.12
		N _{corr} = 497.55 KN			N _{corr} = 283.1 KN			N _{corr} = 497.55 KN			N _{corr} = 283.1 KN				
		Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)	Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)	Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)	Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)		
		SEC	0	0	SPC	0.9	0								
M _{3max} N _{corr}	↘	M _{3max} = 63.281 KN.m			M _{3max} = -99.951 KN.m			M _{3max} = 63.281 KN.m			M _{3max} = -99.951 KN.m			12HA16	24.12
		N _{corr} = 442.3 KN			N _{corr} = 469.46 KN			N _{corr} = 442.3 KN			N _{corr} = 469.46 KN				
		Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)	Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)	Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)	Obs.	A _s ' ₂ (cm ²)	A _s ₂ (cm ²)		
		SEC	0	0	SPC	1.60	0								

Tableau VI-8 : résultats de ferrailage des poteaux de section (40 X 45) Cm².

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour les poteaux de section (40 X 45) Cm² est comme suit :

A_S = 12HA16 = 24.12 Cm².

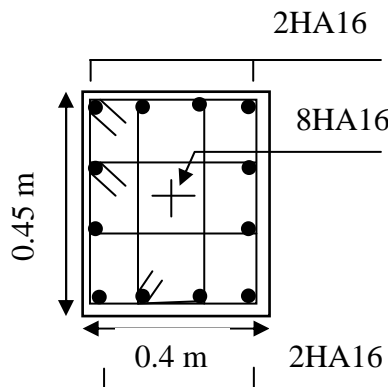


Figure VI-10 : Schéma de ferrailage des poteaux rectangulaires de section (40 X 45) Cm².

2.3.3 Ferraillage des poteaux de 7^{ème} au 9^{ème} Etage (40X40) :

Les différents résultats de calcul des armatures longitudinales pour les poteaux rectangulaire de section (40 X 40) Cm² sont résumés dans le tableau suivant :

		Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} M _{corr}		N _{max} = 652.26 KN						N _{max} = 503 KN						4HA16 + 8HA14	20.35
		M ₂ = -20.207 KN.m			M ₃ = 2.186 KN.m			M ₂ = -27.899 KN.m			M ₃ = -23.757 KN.m				
		Obs.	A _s ' (cm)	A _s (cm)	Obs.	A _s ' (cm)	A _s (cm)	Obs.	A _s ' (cm)	A _s (cm)	Obs.	A _s ' (cm)	A _s (cm)		
		SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0		
N _{min} M _{corr}		N _{min} = -11.26 KN						N _{min} = -127.7 KN						4HA16 + 8HA14	20.35
		M ₂ = -2.985 KN.m			M ₃ = -0.181 KN.m			M ₂ = 13.467 KN.m			M ₃ = 10.367 KN.m				
		Obs.	A _s ' (cm)	A _s (cm)	Obs.	A _s ' (cm)	A _s (cm)	Obs.	A _s ' (cm)	A _s (cm)	Obs.	A _s ' (cm)	A _s (cm)		
		SPC	0.41	0	SET	0.18	0.15	SET	0.61	2.59	SET	0.83	2.36		
M _{2max} N _{corr}		M _{2max} = -43.908 KN.m N _{corr} = 111.89 KN						M _{2max} = -52.976 KN.m N _{corr} = 151.04 KN						4HA16 + 8HA14	20.35
		Obs.	A _s ' (cm)	A _s (cm)	Obs.	A _s ' (cm)	A _s (cm)								
		SPC	1.9	0	SPC	1.77	0								
M _{3max} N _{corr}		M _{3max} = 76.988 KN.m N _{corr} = 126.7 KN						M _{3max} = 91.422 KN.m N _{corr} = 75.95 KN						4HA16 + 8HA14	20.35
		Obs.	A _s ' (cm)	A _s (cm)	Obs.	A _s ' (cm)	A _s (cm)								
		SPC	0	4.59	SPC	0	5.57								

Tableau VI-9 : résultats de ferraillage des poteaux de section (40 X 40) Cm².

Conclusion :

Le ferraillage adopté pour les poteaux de section (40 X 40) Cm² est comme suit :

$$A_s = 4HA16 + 8HA14 = 20.35 \text{ Cm}^2.$$

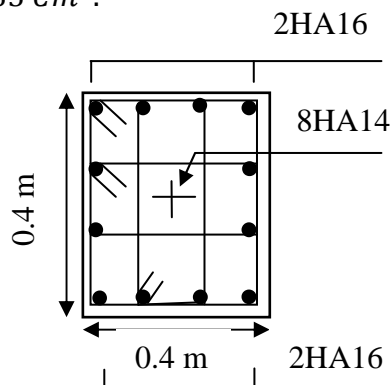


Figure VI-11 : Schéma de ferraillage des poteaux rectangulaires de section (40 X 40) Cm².

2.3.4 Ferraillage des poteaux circulaire :

Les différents résultats de calcul des armatures longitudinales pour les poteaux circulaire de diamètre $\varnothing 50$ sont représentés dans le tableau suivant :

		Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						Choix des barres	$A_{adopté}$ (cm ²)
N_{max}		$N_{max} = 149.48$ KN						$N_{max} = 138.43$ KN						12HA16	24.12
		$M_2 = -7.38$ KN.m			$M_3 = 6.122$ KN.m			$M_2 = -17.461$ KN.m			$M_3 = -35.728$ KN.m				
	M_{corr}	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)		
		SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0	SPC	0	0.64		
N_{min}		$N_{min} = 104.01$ KN						$N_{min} = 23.63$ KN						12HA16	24.12
		$M_2 = 15.083$ KN.m			$M_3 = 6.623$ KN.m			$M_2 = 15.179$ KN.m			$M_3 = 24.944$ KN.m				
	M_{corr}	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)		
		SEC	0	0	SEC	0	0	SPC	0	1.09	SPC	0	2.25		
M_{2max}		$M_{2max} = 15.083$ KN.m						$M_{2max} = 19.534$ KN.m						12HA16	24.12
		$N_{corr} = 104.01$ KN						$N_{corr} = 49.82$ KN							
N_{corr}		Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)		
		SEC	0	0	SPC	0	0	SPC	0	0.93					
M_{3max}		$M_{3max} = 10.922$ KN.m						$M_{3max} = 44.682$ KN.m						12HA16	24.12
		$N_{corr} = 105.14$ KN						$N_{corr} = 80.57$ KN							
N_{corr}		Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)		
		SEC	0	0	SPC	0	0	SPC	0	3.25					

Tableau VI-10 : résultats de ferraillage des poteaux circulaires.

Conclusion :

Le ferraillage adopté pour les poteaux circulaires ($\varnothing = 50$ cm) est comme suit :

$$A_s = 12HA16 = 24.12 \text{ Cm}^2.$$

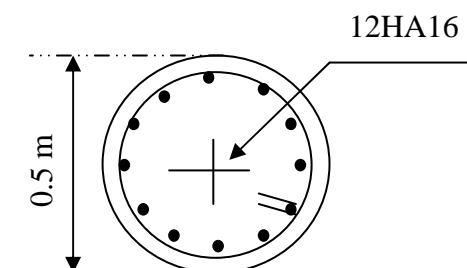


Figure VI-12 : Schéma de ferraillage des poteaux circulaires de diamètre $\varnothing 50$.

2.4 Calcul des Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul

- h_1 hauteur totale de la section brute

- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- t est l'espacement des armatures transversales.

2.4.1 Détermination de coefficient correcteur ρ :

2.4.1.1 Poteaux rectangulaire :

Sens x-x :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{\sqrt{12}}{b} \times 0.707l_0$$

$$\text{Poteau (40X50) Cm}^2 : \left\{ \begin{array}{l} \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0.7 \times 408 = 19.98 > 5 \dots\dots\dots \text{RDC} \\ \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0.7 \times 306 = 14.98 > 5 \dots\dots\dots \text{Etage courant} \end{array} \right.$$

$$\text{Poteau (40 X 45) Cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.73 > 5$$

$$\text{poteau (40X40) Cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.73 > 5$$

Sens y-y :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{0.707l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{\sqrt{12}}{a} \times 0.7l_0$$

$$\text{Poteaux rectangulaire (RDC) : } \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 408 = 24.98 > 5$$

$$\text{Poteaux rectangulaire (étage courant) : } \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.73 > 5$$

Dans tous les cas nous avons $\lambda_g > 5$ d'où : $\rho = 2.5$

2.4.1.2 Poteaux circulaire :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{0.707l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.707l_0}{\sqrt{\frac{\pi\phi^4}{64}}}{\sqrt{\frac{3.14 \times 50^4}{64}}} = \frac{0.7 \times 714}{\sqrt{\frac{3.14 \times 25^2}}}{\sqrt{\frac{3.14 \times 25^2}}} = 39.98 > 5$$

$\lambda_g = 39.98 > 5$, donc on prend $\rho = 2.5$

2.4.2 Calcul de l'espacement des armatures transversales :

t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée ci-dessous, par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixé comme suit :

❖ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ Cm}) \quad (\text{Zone II})$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **Poteaux (40 X 50) Cm² :** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ Cm}) = \text{min}(16, 15 \text{ Cm}) = 15 \text{ Cm}$
- **Poteaux (40 X 45) Cm² :** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ Cm}) = \text{min}(16, 15 \text{ Cm}) = 15 \text{ Cm}$
- **Poteaux (40 X 40) Cm² :** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ Cm}) = \text{min}(14, 15 \text{ Cm}) = 14 \text{ Cm}$
- **Poteaux $\phi 50$:** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ Cm}) = \text{min}(16, 15 \text{ Cm}) = 15 \text{ Cm}$

Soit, **t = 10 Cm.**

❖ **Dans la zone courante :**

$$t \leq 15\phi_l \quad (\text{Zone II})$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Pour tous les poteaux : $t \leq 15 \times 1.4 = 21 \text{ Cm}$ Soit, **t = 15 Cm.**

Le calcul des armatures transversales est résumé dans le tableau suivant :

poteaux	V_{umax} (KN)	f_e (MPa)	ρ	T (Cm)	h_1 (Cm)	$A_{Tcalculée}$ (Cm ²)	choix	$A_{tadoptée}$ (Cm ²)
(40X50)	40.53	400	2.5	15	50	0.76	4HA8	2.01
(40X45)	42.13	400	2.5	15	45	0.88	4HA8	2.01
(40X40)	54.14	400	2.5	15	40	1.27	4HA8	2.01
$\phi 50$	3.44	400	2.5	15	50	0.064	4HA8	2.01

Tableau VI-11 : détermination des sections d'armatures transversales.

2.5 Vérification :

2.5.1 Vérification à l'ELS :

2.5.1.1 L'état limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2.5.1.2 L'état limite de compression du béton:

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 X f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL 91A. 4. 5. 2}]$$

A Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3l_c^2 - 6 \cdot n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2l_c^3 - 6 \cdot n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27}$$

- Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

- Si $\Delta < 0$, l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-P}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + 1 < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 X N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

B Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{b \cdot h + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les tableaux qui suivent résument tous les résultats de calcul :

- Sens longitudinal :

Sections	N_{Smax} (KN)	M_S (KN.m)	A_S cm^2	σ_{bmax} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs	σ_{stmax} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
40X50	1720.89	-0.82	28.64	7.10	15	vérifiée	105.8	348	vérifiée
	37.62	7.825		0.50	15	vérifiée	6.8	348	vérifiée
	106.67	-33.874		2.00	15	vérifiée	27.1	348	vérifiée
40X45	973.19	-11.905	24.12	5.10	15	vérifiée	75.4	348	vérifiée
	102.62	0.538		0.50	15	vérifiée	7.5	348	vérifiée
	363.64	-28.161		3.10	15	vérifiée	43.9	348	vérifiée
40X40	473.63	-14.008	18.46	3.50	15	vérifiée	50	348	vérifiée
	58.19	-21.172		2.20	15	vérifiée	41.5	348	vérifiée
	82.4	-32.039		3.30	15	vérifiée	65.3	348	vérifiée
Ø 50	109.5	6.697	24.12	0.92	15	vérifiée	12.44	348	vérifiée
	75.83	10.992		1.20	15	vérifiée	15.08	348	vérifiée
	75.83	10.992		1.20	15	vérifiée	15.08	348	vérifiée

Tableau VI-12 : vérification des contraintes à l'ELS dans le sens x-x.

- Sens transversal :

Sections	N_{Smax} (KN)	M_S (KN.m)	A_S Cm^2	σ_{bmax} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs	σ_{stmax} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
40X50	1720.89	0.6	28.64	7.1	15	vérifiée	106.6	348	vérifiée
	37.62	7.217		0.6	15	vérifiée	7.6	348	vérifiée
	596.84	33.268		4.2	15	vérifiée	58.6	348	vérifiée
40X45	973.19	1.459	24.12	4.6	15	vérifiée	68.6	348	vérifiée
	102.62	-0.712		0.5	15	vérifiée	7.6	348	vérifiée
	322.77	45.919		4.4	15	vérifiée	58.9	348	vérifiée
40X40	473.63	1.558	18.46	2.6	15	vérifiée	39.2	348	vérifiée
	58.19	-8.484		1	15	vérifiée	12.7	348	vérifiée
	93.63	55.934		5.6	15	vérifiée	136.1	348	vérifiée
Ø 50	109.5	44.682	24.12	5.13	15	vérifiée	96.29	348	vérifiée
	75.83	4.859		0.65	15	vérifiée	8.79	348	vérifiée
	76.66	-7.989		0.89	15	vérifiée	11.68	348	vérifiée

Tableau VI-13 : vérification des contraintes à l'ELS dans le sens y-y.

2.5.2 Vérification des exigences du RPA99 :

A Armatures longitudinales:

Les vérifications des sections d'armatures maximal et minimal exigées par le RPA99 sont résumées dans le tableau suivant :

poteaux	Section(cm^2)	$A_{adoptée}(Cm^2)$	$A_{min}(Cm^2)$	$A_{max}(Cm^2)$	Observation
(40X50)	2000	28.64	16	80	Vérifiée
(40X45)	1800	24.12	14.4	72	Vérifiée
(40X40)	1600	20.35	12.8	64	Vérifiée
Ø50	1962.5	24.12	15.7	78.5	vérifiée

Tableau VI-14 : vérification des armatures longitudinal minimal et maximal.

B Armatures transversales :

La quantité d'armature transversale minimale est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : A_{tmin} = 0.003 X t X b_1$$

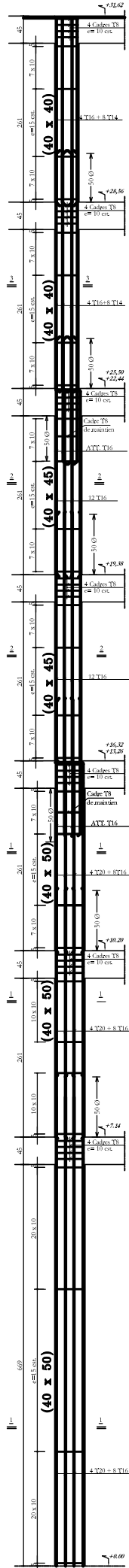
$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : A_{tmin} = 0.008 X t X b_1$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

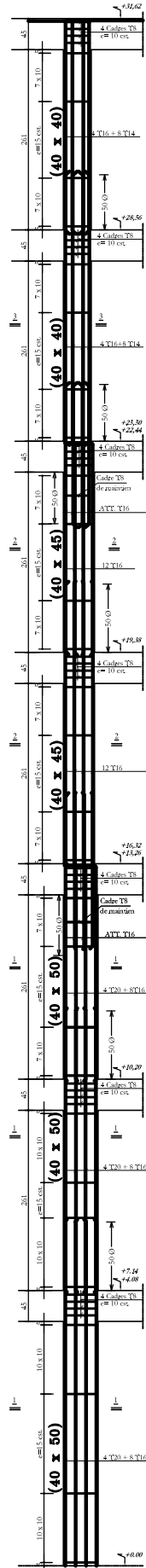
Dans notre cas la valeur $\lambda_g \geq 5$ d'où :

- **Poteaux rectangulaires** : $A_{tmin} = 0.003 X 15 X 40 = 1.8 < A_{tadopté} = 2.1$
- **Poteaux circulaires** : $A_{tmin} = 0.003 X 15 X 50 = 2.5 < A_{tadopté} = 2.1$

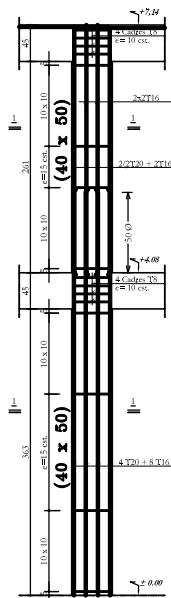
POT P6'



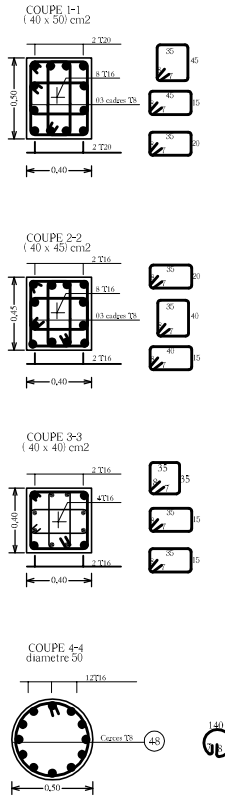
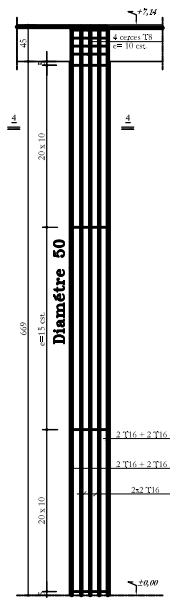
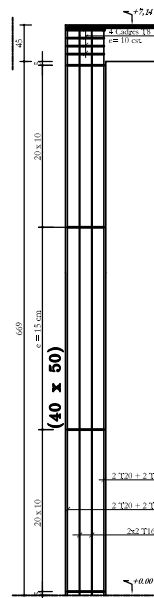
POT P5



POT P10



POT P2' POT P11



République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		Echelle: 1/25
Etudié par : TALEB Redouane BENMAKHLOUF Louiza	Plan de Ferrailage des poteaux	
Dirigé par : Mr KACI	Promotion: 2013/2014	

3 Ferrailage des voiles :

Le ferrailage d'un voile consiste en la détermination de ces armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues à G et Q et horizontales dues au séisme.

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées en suivant les étapes suivantes :

Pour réduire le calcul, on a décomposé la structure en trois zones de calcul :

Zone I : RDC, 1^{er}, 2^{ème}, et 3^{ème} étage.

Zone II : 4^{ème}, 5^{ème}, et 6^{ème} étage.

Zone III : 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage.

3.1 Méthode de calcul :

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait par une bande de longueur <<d>>.

Les diagrammes des contraintes seront déterminés à partir des sollicitations les plus défavorables, on procédant comme suit:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec :

V et V' : bras de levier du voile ($V = V' = L/2$).

B : la section du béton.

I : moment d'inertie du voile considéré.

Le calcul se fera pour des bandes de longueur <<d>>, données par :

$$d \leq \left\{ \frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3} \right\} \quad (\text{Art7.7 du RPA99 version 2003})$$

Avec :

L_c : Longueur de la partie comprimée.

H_e : La hauteur entre nue des planchers du voile considéré.

3.2 Calcul des armatures verticales :

Les efforts normaux dans les différentes sections seront calculés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

3.2.1 Ca d'une section partiellement comprimée (SPC) :

L'effort normal pour une bande <<d>> est donné par la formule suivante :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot e \cdot d$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot e \cdot d$$

e: épaisseur du voile.

Les sections d'armatures sont données par :

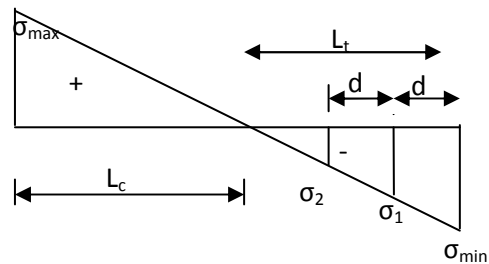
$$A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma_s}$$

Avec :

A₁, A₂ : sections d'armatures verticales.

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10‰)



3.2.2 Cas d'une section entièrement comprimée :

Les efforts normaux :

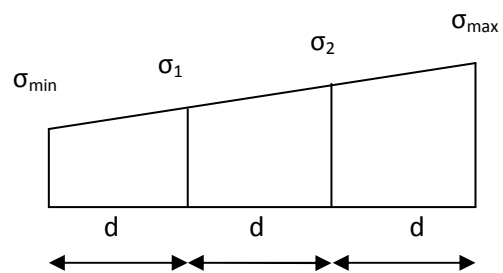
$$N_{u1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot e \cdot d$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot e \cdot d$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1} - B f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_{u2} - B f_{bc}}{\sigma_s}$$



Avec :

A_1, A_2 : Sections d'armatures verticales.

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰)

3.2.3 Cas d'une Section entièrement tendue (SET) :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot e \cdot d$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot e \cdot d$$

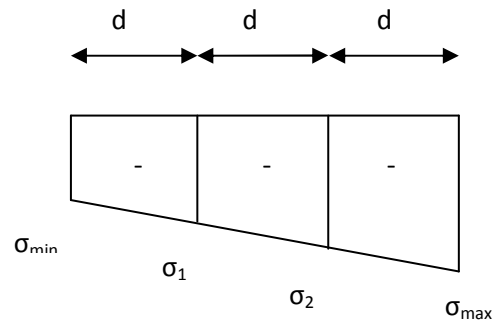
Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma_s}$$

A_1, A_2 : sections d'armatures verticales.

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10‰)



3.3 Section d'armatures minimales :

3.3.1 Armatures verticales :

3.3.1.1 Cas d'une compression simple :

La section d'armatures longitudinales doit être au moins égale à :

- 4 Cm² par mètre de longueur de parement mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.
- 0.2% de la section total du béton comprimé sans dépasser 5% de celle-ci.

3.3.1.2 Cas d'une traction simple :

$$A_{min} \geq B \times f_{t28} / f_e$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu ($A_{min} \geq 0.2\% \cdot B$) (RPA99/2003).

3.3.2 Armatures horizontales :

Elles doivent être munies de crochets à 135°, ayant une longueur de 10 \emptyset selon le RPA 99.

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \quad (BAEL)$$

$$A_H \geq 0.15\% B \quad (RPA99)$$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_V}{4}; 0.1\%B \right\}$$

Avec :

A_V : Section d'armatures verticales adoptées.

B : Section du béton.

3.3.3 Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont généralement des épingles, elles ont pour rôle :

- De relier les deux nappes d'armatures verticales avec au moins 4 épingles par mètre carrés.
- De renforcer les parties extérieures du refend et d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'effet de la compression.

3.3.4 Les armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée comme suit :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e}$$

$$\bar{T} = 1.4T_K$$

Avec :

\bar{T} : L'effort tranchant majoré à la base du voile.

T_K : L'effort tranchant au niveau considéré.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A_{Vj} : Section d'armature de couture.

On ajoute cette quantité d'armatures à la section d'armatures tendues nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

3.3.5 Les potelets :

A chaque extrémité du trumeau, les barres verticales devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont les espacements ne doivent pas dépasser l'épaisseur du trumeau.

La section d'armatures des potelets doit être supérieure ou égale à 4HA10 (RPA99/2003)

3.4 Dispositions constructives :

- 1- L'espace des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e ; 30 \text{ Cm}\}$$

Avec e : épaisseur du voile.

- 2- A chaque extrémité du voile, l'espace des barres verticales doit être réduit à moitié sur une longueur égale à $1/10L$ (largeur du voile) et ne doit pas dépasser 15 Cm.
- 3- Le diamètre des armatures verticales et horizontales ne doit pas dépasser $(1/10)$ de l'épaisseur du voile.
- 4- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
- 40ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées, sous toutes les combinaisons possible des charges.

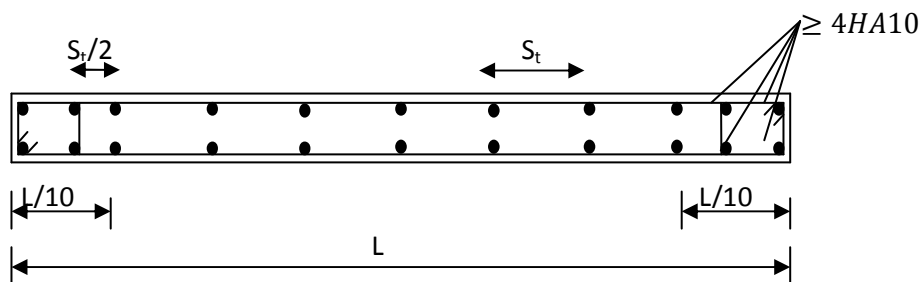


Figure VI-13 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

3.5 Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile transversal (VT1) en Zone I :

$$L = 4.6 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m}$$

3.5.1 Caractéristique géométrique :

$$B = 4.6 \times 0.2 = 0.92 \text{ m}^2$$

$$I = \left(\frac{0.2 \times 4.6^3}{12} = 1.62 \text{ m}^2 \right)$$

$$V = V' = L/2 = 2.3 \text{ m}$$

3.5.2 Sollicitation de calcul :

$$N_{max} = 5214.81 \text{ KN}$$

$$N_{min} = -1574.38 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 2111.29 \text{ KN}$$

$$\sigma_{max} = \frac{5214.81}{0.92} + \frac{3261.75}{1.62} \times 2.3 = 10299.152 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{-1574.38}{0.92} - \frac{3261.75}{1.62} \times 2.3 = -6342.163 \text{ KN/m}^2$$

3.5.3 Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = \frac{10299.152 \times 4.6}{10299.152 + 6342.163} = 2.84 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4.6 - 2.84 = 1.76 \text{ m}$$

3.5.4 Calcul de la longueur <<d>> :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min(1.53; 1.89) = 1.53 \text{ m}$$

On prend :

$$d = \frac{L_t}{2} = 0.88 \text{ m}$$

3.5.5 Détermination des efforts normaux (N) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-6342.163 (1.76 - 0.88)}{1.76} = -3171.08 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{6342.163 + 3171.08}{2} \times 0.2 \times 0.88 = 837.166 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} e \cdot d = \frac{3171.08}{2} \times 0.2 \times 0.88 = 279.055 \text{ KN}$$

3.5.6 Calcul des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{837.166 \times 10}{348} = 24.06 \text{ Cm}^2 = 12.03 \text{ Cm}^2/\text{nappe}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{279.055}{348} = 8.02 \text{ Cm}^2 = 4.01 \text{ Cm}^2/\text{nappe}$$

3.5.7 Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.002B\right) = \left(\frac{88 \times 20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 88 \times 20\right) = 9.24 \text{ Cm}^2$$

$$A_{min} = 9.24 \text{ Cm}^2$$

3.5.8 Ferrailage adopté :

Le ferrailage a adopté est comme suit :

$$1^{\text{ère}} \text{ bande (d = 0.88 m) : } 6\text{HA}16/\text{nappe} \implies A_1 = 12.06 \text{ Cm}^2 > A_{v1} = 12.03 \text{ Cm}^2$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande (d = 0.88 m) : } 4\text{HA}14/\text{nappe} \implies A_2 = 6.15 \text{ Cm}^2 > A_{v2} = 4.01 \text{ Cm}^2$$

La section d'armature verticale adoptée pour toute la section du voile est comme suit :

$$2 \times 12\text{HA}16 + 2 \times 14\text{HA}14 = 91.36 \text{ Cm}^2$$

3.5.9 Calcul des armatures horizontales:

D'après le RPA99/2003 :

$$A_h = 0,15\%B = 0.0015 \times 20 \times 460 = 13.8 \text{ Cm}^2 = 6.9 \text{ Cm}^2/\text{nappe}$$

D'après le BAEL :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{91.36}{4} = 22.84 \text{ Cm}^2 = 11.42 \text{ Cm}^2/\text{nappe}$$

$$A_h = \max(6.9 ; 11.42 \text{ Cm}^2) = 11.42 \text{ Cm}^2/\text{nappe}$$

Soit à adopté la section suivante :

$$15 \text{ HA } 10 = 11.70 \text{ Cm}^2 \quad \text{Soit } 5 \text{ HA } 10 / \text{ml} \quad \text{Avec un espacement } E_s = 20 \text{ Cm.}$$

3.5.10 Armatures transversales (Art 7.7.4.3 de RPA99) :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte : 4 épingles de HA8/m²

3.5.11 Espacement des barres verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 de RPA 99) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1.5a ; 30 \text{ Cm})$$

$$S \leq (1.5 \times 20 ; 30 \text{ Cm}) = 30 \text{ Cm}$$

Soit :

3.5.11.1 Espacement des armatures verticales :

- Zone d'about : $S = 15 \text{ Cm}$
- Zone courante : $S = 20 \text{ Cm}$

3.5.11.2 Espacement des Armatures horizontales :

On a opté pour un espacement $S = 20 \text{ Cm}$.

3.5.12 Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS :

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

Avec :

σ_{bc} : La contrainte du béton qui est égale à :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_s}$$

Où : N_s : l'effort normal maximal à l'ELS

B : La section du voile

A_s : La quantité d'armatures adoptée

$$\sigma_{bc} = \frac{2111.29 \times 10^{-3}}{0.92 + 15 \times 91.36} = 1.997 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.997 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

3.5.13 Vérification de la contrainte au cisaillement :

La contrainte de cisaillement doit vérifier les deux conditions suivantes :

3.5.13.1 Selon le RPA99 (Art 7.7.2) :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{ed} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5MPa$$

Avec : $\bar{T} = 1.4 T$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 1110.230 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 4.6} = 1.877 < \bar{\tau}_b = 5MPa$$

3.5.13.2 Selon le BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{T}{ed} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa\right)$$

$$\tau_u = \frac{1110.23 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 4.6} = 1.34 < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \quad \text{condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivant :

- Ferrailage des voiles longitudinaux :

	VL1, VL2, VL3, VL4, VL5, VL6, VL7, VL8, VL11, VL12			
	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométrique	L (m)	0.800	0.800	0.800
	e (m)	0.200	0.200	0.200
	B (m ²)	0.160	0.160	0.160
	I (m ⁴)	0.009	0.009	0.009
	V=V'=L/2 (m)	0.400	0.400	0.400
Sollicitations de calcul	N_{ser} (KN)	915.840	551.930	298.310
	T (KN)	185.800	175.980	136.270
	M (KN.m)	219.214	183.342	153.175
	σ_{max} (KN/m ²)	20979.656	13660.531	9734.516
	σ_{min} (KN/m ²)	-11533.781	-9067.281	-8082.516
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L_c (m)	0.516	0.481	0.437
	L_t (m)	0.284	0.319	0.363
	d (m)	0.142	0.160	0.182
	σ_1 (KN/m ²)	-5762.646	-4521.719	-4029.141
	N ₁ (KN)	245.609	217.424	220.432
	N ₂ (KN)	81.830	72.348	73.330
Armatures verticales	A_{v1} (Cm ²)	7.058	6.248	6.334
	A_{v2} (Cm ²)	2.351	2.079	2.107
	A_{min} (Cm ²)	1.491	1.680	1.911
	A_{vj} (Cm ²)	7.153	6.775	5.246
Choix par nappe	Bande 1	3HA14=4.62Cm ²	3HA12=3.39Cm ²	3HA12=3.40Cm ²
	Bande 2	1HA14=1.54Cm ²	1HA12=1.13Cm ²	1HA12=1.13Cm ²
Espacement (e_v)	Bande 1	10.000	10.000	10.000
	Bande 2	10.000	10.000	10.000
Armatures horizontales /nappe	$A_v/4$	3.080	2.260	2.265
	0.15%B	1.200	1.200	1.200
	A_h (Cm ²)	3.080	2.260	2.265
	Choix	14HA10=11Cm ²	14HA10=11Cm ²	14HA10=11Cm ²
Espacement (e_h)		20	20	20
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5 MPa$	1.806	1.711	1.325
	$\tau_u = 2.5 MPa$	1.290	1.222	0.946
	$\sigma_{bc} = 15 MPa$	4.650	2.950	1.594
Armatures transversales	4HA8 par mètre carré			

	VL9, VL10			
	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométrique	L (m)	1.400	1.400	1.400
	e (m)	0.200	0.200	0.200
	B (m ²)	0.280	0.280	0.280
	I (m ⁴)	0.046	0.046	0.046
	V=V'=L/2 (m)	0.700	0.700	0.700
Sollicitations de calcul	N_{ser} (KN)	1499.750	937.180	509.310
	T (KN)	353.750	201.970	150.410
	M (KN.m)	1001.960	281.301	267.080
	σ_{max} (KN/m ²)	22669.480	8884.199	6574.423
	σ_{min} (KN/m ²)	-14556.515	-3992.413	-4248.638
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L_c (m)	0.853	0.966	0.850
	L_t (m)	0.547	0.434	0.550
	d (m)	0.274	0.217	0.275
	σ_1 (KN/m ²)	-7278.258	-1996.207	-2124.319
	N ₁ (KN)	597.665	129.975	175.121
	N ₂ (KN)	199.222	43.325	58.374
Armatures verticales	A_{v1} (Cm ²)	17.174	3.735	5.032
	A_{v2} (Cm ²)	5.725	1.245	1.677
	A_{min} (Cm ²)	2.874	2.279	2.885
	A_{vj} (Cm ²)	13.619	7.776	5.791
Choix par nappe	Bande 1	4HA16=8.04Cm ²	4HA14=6.15Cm ²	4HA12=4.52Cm ²
	Bande 2	2HA14=3.08Cm ²	2HA12=2.26Cm ²	2HA10=1.57Cm ²
Espacement (e_v)	Bande 1	10.000	10.000	10.000
	Bande 2	15.000	15.000	15.000
Armatures horizontales /nappe	$A_v/4$	5.560	4.205	3.045
	0.15%B	2.100	2.100	2.100
	A_h (Cm ²)	5.560	4.205	3.045
	Choix	14HA10=11Cm ²	14HA10=11Cm ²	14HA10=11Cm ²
Espacement (e_h)		20	20	20
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5 MPa$	1.965	1.122	0.836
	$\tau_u = 2.5 MPa$	1.404	0.801	0.597
	$\sigma_{bc} = 15 MPa$	4.326	2.836	1.609
Armatures transversales	4HA8 par mètre carré			

		VL13, VL14			
		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométrique	L (m)		2.100	2.100	2.100
	e (m)		0.200	0.200	0.200
	B (m ²)		0.420	0.420	0.420
	I (m ⁴)		0.154	0.154	0.154
	V=V'=L/2 (m)		1.050	1.050	1.050
Sollicitations de calcul	N_{ser} (KN)		1506.700	577.570	489.500
	T (KN)		503.930	243.490	164.970
	M (KN.m)		1628.775	392.441	375.616
	σ_{max} (KN/m ²)		17065.054	5747.238	4150.378
	σ_{min} (KN/m ²)		-11101.650	-2215.452	-2554.949
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L_c (m)		1.272	1.516	1.300
	L_t (m)		0.828	0.584	0.800
	d (m)		0.414	0.292	0.400
	σ_1 (KN/m ²)		-5548.785	-1108.259	-1277.744
	N_1 (KN)		689.328	97.052	153.308
N_2 (KN)		229.720	32.361	51.110	
Armatures verticales	A_{v1} (Cm ²)		19.808	2.789	4.405
	A_{v2} (Cm ²)		6.601	0.930	1.469
	A_{min} (Cm ²)		4.347	3.066	4.200
	A_{vj} (Cm ²)		19.401	9.374	6.351
Choix par nappe	Bande 1		5HA16=10.05Cm ²	4HA14=6.15Cm ²	5HA12=5.65Cm ²
	Bande 2		2HA16=4.02Cm ²	3HA12=3.39Cm ²	2HA10=1.57Cm ²
Espacement (e_v)	Bande 1		10.000	10.000	10.000
	Bande 2		20.000	20.000	20.000
Armatures horizontales /nappe	$A_v/4$		7.035	4.770	3.610
	0.15%B		3.150	3.150	3.150
	A_h (Cm ²)		7.035	4.770	3.610
	Choix		14HA10=11Cm ²	14HA10=11Cm ²	14HA10=11Cm ²
Espacement (e_h)		20	20	20	
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5 MPa$		1.866	0.902	0.611
	$\tau_u = 2.5 MPa$		1.333	0.644	0.436
	$\sigma_{bc} = 15 MPa$		2.987	1.210	1.057
Armatures transversales		4HA8 par mètre carré			

	VL15			
	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométrique	L (m)	2.000	2.000	2.000
	e (m)	0.200	0.200	0.200
	B (m ²)	0.400	0.400	0.400
	I (m ⁴)	0.133	0.133	0.133
	V=V'=L/2 (m)	1.000	1.000	1.000
Sollicitations de calcul	N_{ser} (KN)	683.42	444.49	243.98
	T (KN)	604.42	364.11	193.67
	M (KN.m)	1183.74	393.094	276.977
	σ_{max} (KN/m ²)	14049.025	5145.230	3095.653
	σ_{min} (KN/m ²)	-11087.700	-3465.330	-2422.003
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L_c (m)	1.118	1.195	1.122
	L_t (m)	0.882	0.805	0.878
	d (m)	0.441	0.402	0.439
	σ_1 (KN/m ²)	-5543.850	-1732.665	-1211.001
	N ₁ (KN)	733.610	209.194	159.473
	N ₂ (KN)	244.537	69.731	53.158
Armatures verticales	A_{v1} (Cm ²)	21.081	6.011	4.583
	A_{v2} (Cm ²)	7.027	2.004	1.528
	A_{min} (Cm ²)	4.632	4.226	4.609
	A_{vj} (Cm ²)	23.270	14.018	7.456
Choix par nappe	Bande 1	5HA16=10.05Cm ²	5HA14=7.69Cm ²	5HA12=5.65Cm ²
	Bande 2	3HA14=4.62 Cm ²	3HA12=3.39Cm ²	3HA10=2.35Cm ²
Espacement (e_v)	Bande 1	10.000	10.000	10.000
	Bande 2	19.000	19.000	19.000
Armatures horizontales /nappe	$A_v/4$	7.335	5.540	4.000
	0.15%B	3.000	3.000	3.000
	A_h (Cm ²)	7.335	5.540	4.000
	Choix	14HA10=11Cm ²	14HA10=11Cm ²	14HA10=11Cm ²
Espacement (e_h)		20	20	20
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5 MPa$	2.351	1.416	0.753
	$\tau_u = 2.5 MPa$	1.679	1.011	0.538
	$\sigma_{bc} = 15 MPa$	1.400	0.953	0.545
Armatures transversales	4HA8 par mètre carré			

- Ferrailage des voiles transversaux :

		VT1, VT2			
		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométrique	L (m)		4.600	4.650	4.700
	e (m)		0.200	0.200	0.200
	B (m ²)		0.920	0.930	0.940
	I (m ⁴)		1.622	1.676	1.730
	V=V'=L/2 (m)		2.300	2.325	2.350
Sollicitations de calcul	N _{ser} (KN)		2111.290	1342.580	705.910
	T (KN)		1110.230	812.500	445.860
	M (KN.m)		3261.750	1309.767	432.549
	σ _{max} (KN/m ²)		10292.681	4528.507	1675.032
	σ _{min} (KN/m ²)		-6335.692	-2043.593	-539.234
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _c (m)		2.847	3.204	3.555
	L _t (m)		1.753	1.446	1.145
	d (m)		0.880	0.723	0.573
	σ ₁ (KN/m ²)		-3154.612	-1021.738	-269.518
	N ₁ (KN)		835.147	221.623	46.301
	N ₂ (KN)		277.606	73.872	15.430
Armatures verticales	A _{v1} (Cm ²)		23.998	6.368	1.330
	A _{v2} (Cm ²)		7.977	2.123	0.443
	A _{min} (Cm ²)		9.240	7.592	6.011
	A _{vj} (Cm ²)		42.744	31.281	17.166
Choix par nappe	Bande 1		6HA16=12.06 Cm ²	6HA14=9.23 Cm ²	6HA12=6.78 Cm ²
	Bande 2		7HA14=10.77 Cm ²	7HA12=7.92 Cm ²	7HA10=5.49 Cm ²
Espacement (e_v)	Bande 1		15.000	15.000	15.000
	Bande 2		20.000	19.000	19.000
Armatures horizontales /nappe	A _v /4		11.415	8.575	6.135
	0.15%B		6.900	6.975	7.050
	A _h (Cm ²)		11.415	8.575	7.050
	Choix		15HA10=11.7Cm ²	14HA10=11Cm ²	14HA10=11Cm ²
Espacement (e_h)		20	20	20	
Vérification des contraintes	τ _b = 5 MPa		1.877	1.359	0.738
	τ _u = 2.5 MPa		1.341	0.971	0.527
	σ _{bc} = 15MPa		1.997	1.300	0.696
Armatures transversales	4HA8 par mètre carré				

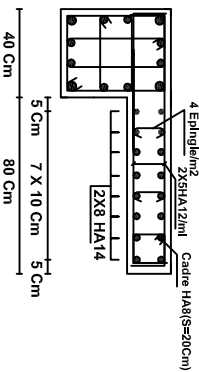
		VT3, VT4			
		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométrique	L (m)		3.300	3.325	3.350
	e (m)		0.200	0.200	0.200
	B (m ²)		0.660	0.665	0.670
	I (m ⁴)		0.599	0.613	0.627
	V=V'=L/2 (m)		1.650	1.663	1.675
Sollicitations de calcul	N_{ser} (KN)		1537.54	962.97	510.51
	T (KN)		501.11	439.62	324.81
	M (KN.m)		1565.288	661.029	457.607
	σ_{max} (KN/m ²)		9212.255	3985.856	2446.917
	σ_{min} (KN/m ²)		-5877.421	-2027.149	-1531.276
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L_c (m)		2.015	2.204	2.061
	L_t (m)		1.285	1.121	1.289
	d (m)		0.643	0.560	0.645
	σ_1 (KN/m ²)		-2938.711	-1013.575	-765.638
	N_1 (KN)		566.590	170.425	148.090
N_2 (KN)		188.863	56.808	49.363	
Armatures verticales	A_{v1} (Cm ²)		16.281	4.897	4.255
	A_{v2} (Cm ²)		5.427	1.632	1.418
	A_{min} (Cm ²)		6.748	5.885	6.770
	A_{vj} (Cm ²)		19.293	16.925	12.505
Choix par nappe	Bande 1		7HA14=10.77Cm ²	7HA12=7.92Cm ²	7HA10=5.49Cm ²
	Bande 2		4HA12=4.52 Cm ²	4HA10=3.14Cm ²	4HA10=3.14Cm ²
Espacement (e_v)	Bande 1		10.000	10.000	10.000
	Bande 2		20.000	20.000	20.000
Armatures horizontales /nappe	$A_v/4$		7.645	5.530	4.315
	0.15%B		4.950	4.988	5.025
	A_h (Cm ²)		7.645	5.530	5.025
	Choix		14HA10=11Cm ²	14HA10=11Cm ²	14HA10=11Cm ²
Espacement (e_h)			20	20	20
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5 MPa$		1.181	1.028	0.754
	$\tau_u = 2.5 MPa$		0.844	0.735	0.539
	$\sigma_{bc} = 15 MPa$		2.045	1.317	0.707
Armatures transversales		4HA8 par mètre carré			

		VT5, VT6, VT7, VT8			
		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométrique	L (m)		4.250	4.300	4.350
	e (m)		0.200	0.200	0.200
	B (m ²)		0.850	0.860	0.870
	I (m ⁴)		1.279	1.325	1.372
	V=V'=L/2 (m)		2.125	2.150	2.175
Sollicitations de calcul	N_{ser} (KN)		2157.2	1428.41	771.75
	T (KN)		987.61	690.04	380.65
	M (KN.m)		2985.282	1034.821	382.922
	σ_{max} (KN/m ²)		11095.960	4616.717	1833.251
	σ_{min} (KN/m ²)		-6865.230	-1956.228	-547.343
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L_c (m)		2.626	3.020	3.350
	L_t (m)		1.624	1.280	1.000
	d (m)		0.812	0.640	0.500
	σ_1 (KN/m ²)		-3432.615	-978.114	-273.671
	N ₁ (KN)		836.422	187.762	41.057
N ₂ (KN)		278.807	62.587	13.686	
Armatures verticales	A_{v1} (Cm ²)		24.035	5.395	1.180
	A_{v2} (Cm ²)		8.012	1.798	0.393
	A_{min} (Cm ²)		8.528	6.719	5.251
	A_{vj} (Cm ²)		38.023	26.567	14.655
Choix par nappe	Bande 1		6HA16=12.06 Cm ²	6HA14=9.23 Cm ²	6HA12=6.78 Cm ²
	Bande 2		6HA14=9.23 Cm ²	6HA12=6.78 Cm ²	6HA10=4.71 Cm ²
Espacement (e_v)	Bande 1		15.000	15.000	15.000
	Bande 2		19.000	19.000	19.000
Armatures horizontales /nappe	$A_v/4$		10.645	8.005	5.745
	0.15%B		6.375	6.450	6.525
	A_h (Cm ²)		10.645	8.005	6.525
	Choix		14HA10=11Cm ²	14HA10=11Cm ²	14HA10=11Cm ²
Espacement (e_h)			20	20	20
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5MPa$		1.807	1.248	0.681
	$\tau_u = 2.5MPa$		1.291	0.892	0.486
	$\sigma_{bc} = 15MPa$		2.206	1.494	0.822
Armatures transversales		4HA8 par mètre carré			

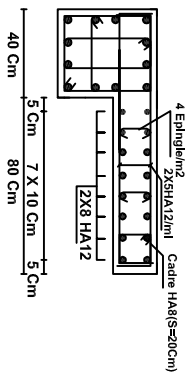
	VT9			
	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométrique	L (m)	1.850	1.850	1.850
	e (m)	0.200	0.200	0.200
	B (m ²)	0.370	0.370	0.370
	I (m ⁴)	0.106	0.106	0.106
	V=V'=L/2 (m)	0.925	0.925	0.925
Sollicitations de calcul	N_{ser} (KN)	637.4	393.87	197.07
	T (KN)	210.12	133.54	73.44
	M (KN.m)	355.196	220.789	122.85
	σ_{max} (KN/m ²)	8555.614	3971.709	2586.925
	σ_{min} (KN/m ²)	-5658.019	-2502.844	-1726.412
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L_c (m)	1.114	1.135	1.110
	L_t (m)	0.736	0.715	0.740
	d (m)	0.368	0.358	0.370
	σ_1 (KN/m ²)	-2829.009	-1251.422	-863.206
	N ₁ (KN)	312.505	134.243	95.876
	N ₂ (KN)	104.168	44.748	31.959
Armatures verticales	A_{v1} (Cm ²)	8.980	3.858	2.755
	A_{v2} (Cm ²)	2.993	1.286	0.918
	A_{min} (Cm ²)	3.866	3.755	3.887
	A_{vj} (Cm ²)	8.090	5.141	2.827
Choix par nappe	Bande 1	3HA14=4.62Cm ²	3HA12=3.39Cm ²	3HA10=2.35Cm ²
	Bande 2	3HA12=3.39Cm ²	3HA10=2.35Cm ²	3HA10=2.35Cm ²
Espacement (e_v)	Bande 1	15.000	15.000	15.000
	Bande 2	19.000	19.000	19.000
Armatures horizontales /nappe	$A_v/4$	4.005	2.870	2.350
	0.15%B	2.775	2.775	2.775
	A_h (Cm ²)	4.005	2.870	2.775
	Choix	14HA10=11Cm ²	14HA10=11Cm ²	14HA10=11Cm ²
Espacement (e_h)		20	20	20
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5 MPa$	0.883	0.561	0.309
	$\tau_u = 2.5 MPa$	0.631	0.401	0.221
	$\sigma_{bc} = 15 MPa$	1.525	0.974	0.495
Armatures transversales	4HA8 par mètre carré			

FERRAILLAGE DES VOILES VL1, VL2, VL3, VL4, VL5, VL6, VL7, VL8, VL11, VL12

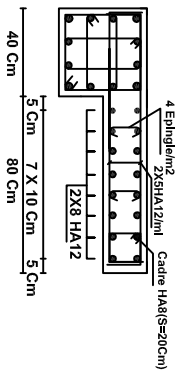
NIV. +4.08, +7.14, +10.74, +13.8



NIV. +16.86, +19.92, +22.98



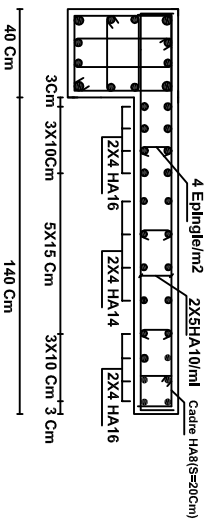
NIV. +26.04, 29.10, +32.16



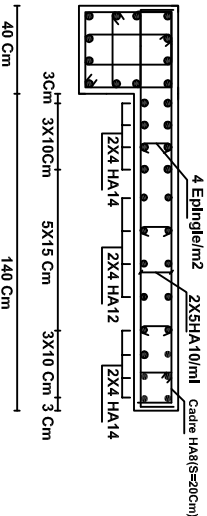
FERRAILLAGE DES VOILES VL10, VL9

NIV. +4.08, +7.14, +10.74, +13.8

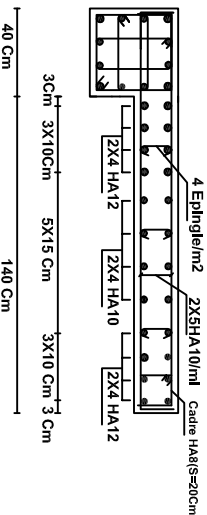
Cadre HA8(S=20Cm)



NIV. +16.86, +19.92, +22.98

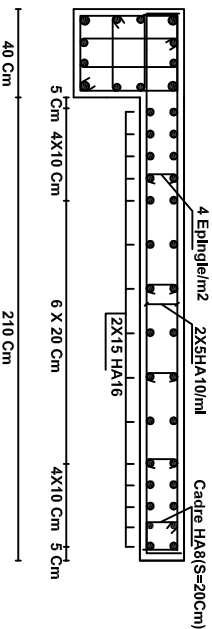


NIV. +26.04, 29.10, +32.16

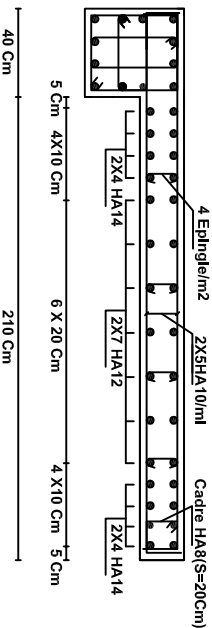


FERRAILLAGE DES VOILES VL13, VL14

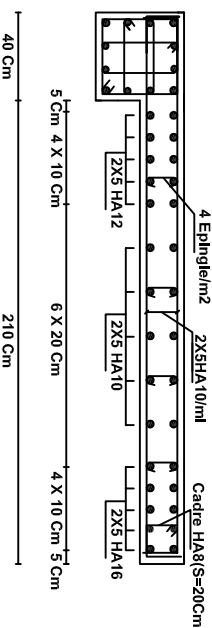
NIV. +4.08, +7.14, +10.74, +13.8



NIV. +16.86, +19.92, +22.98

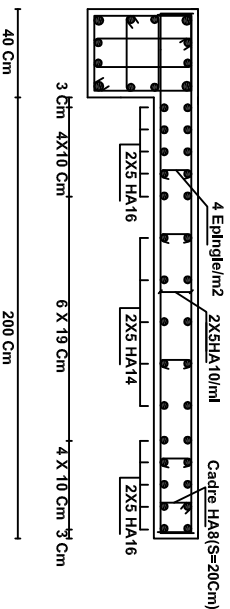


NIV. +26.04, 29.10, +32.16

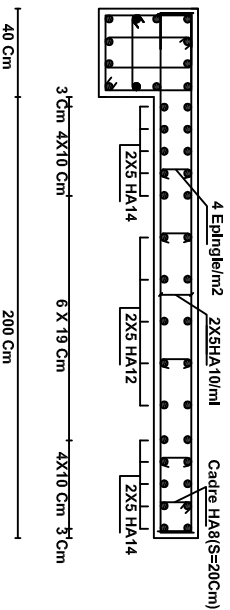


FERRAILLAGE DU VOILE VL15.

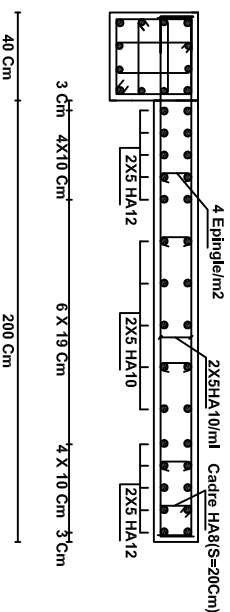
NIV. +4.08, +7.14, +10.74, +13.8



NIV. +16.86, +19.92, +22.98



NIV. +26.04, 29.10, +32.16



République Algérienne Démocratique et populaire
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Etudié par:
TALEB Redouane
BENMAKHOULF Loulza

Dirigé par:
Mr KACI

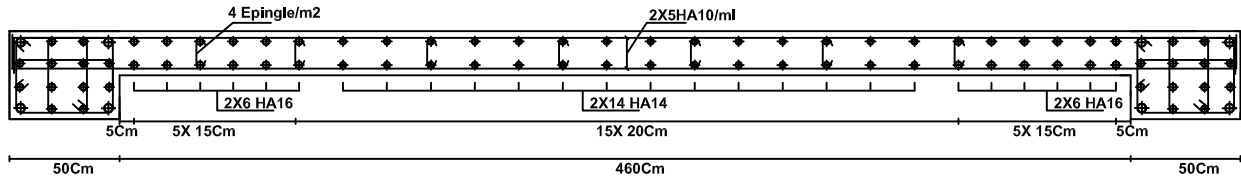
Plan de Ferrailage des
Volles de contreventement

Echelle: 1/25

Promotion:
2013/2014

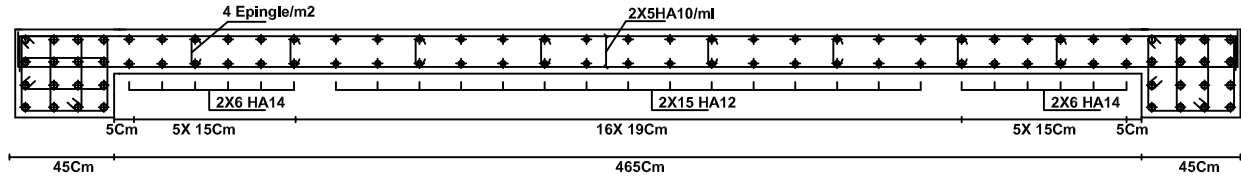
VOILE VT1,VT2

Niv. +4.08, +7.14, +10.74, +13.8



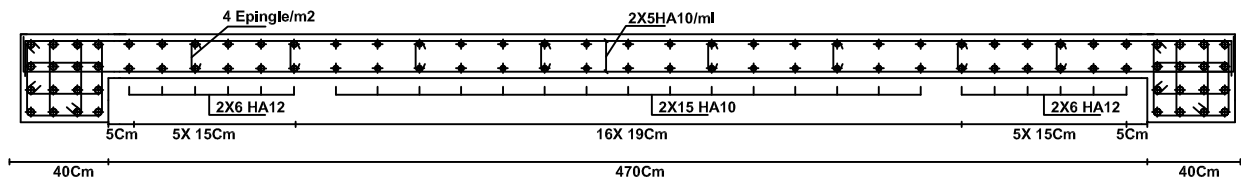
VOILE VT1,VT2

Niv. +16.86, +19.92, +22.98



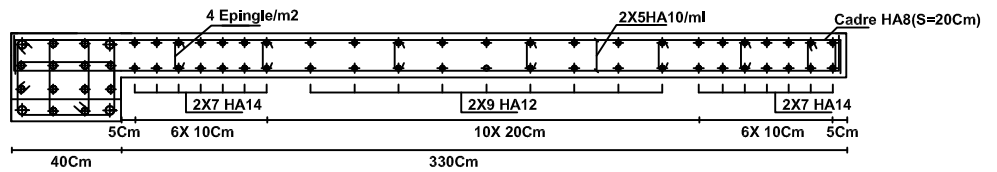
VOILE VT1,VT2

Niv. +26.04, 29.10, +32.16



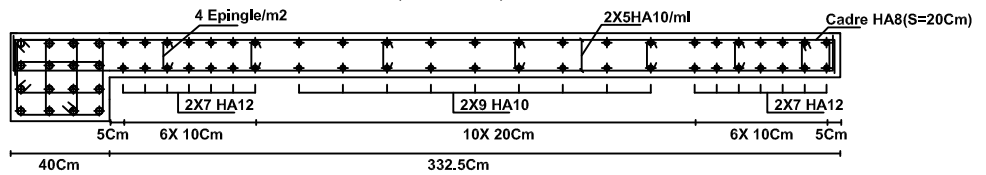
VOILE VT3,VT4

Niv. +4.08, +7.14, +10.74, +13.8



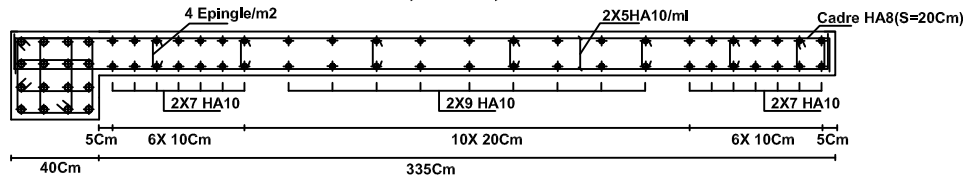
VOILE VT3,VT4

Niv. +16.86, +19.92, +22.98



VOILE VT3,VT4

Niv. +26.04, 29.10, +32.16



République Algérienne Démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Etudié par:
 TALEB Redouane
 BENMAKHOULOU Louiza

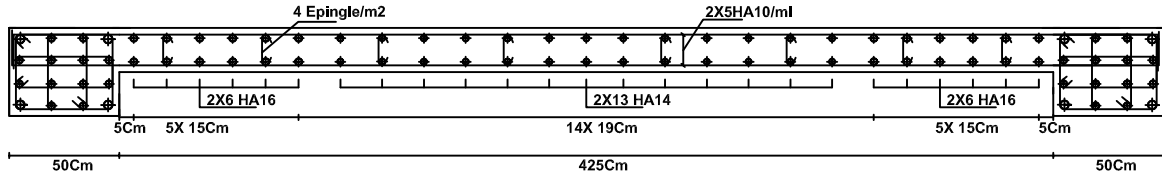
Dirigé par:
 Mr KACI

Plan de Ferrailage des
 Volles de contreventement

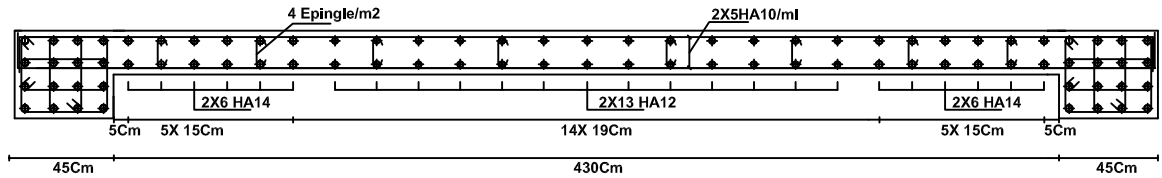
Echelle: 1/25

Promotion:
 2013/2014

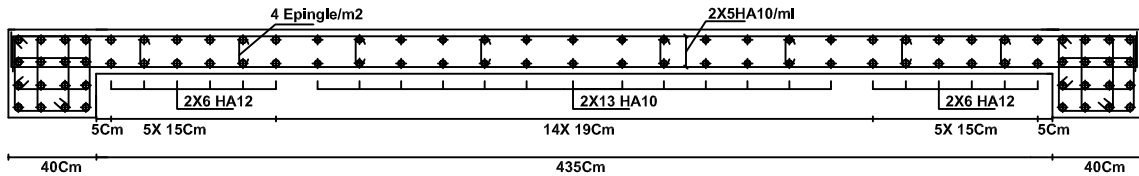
VOILE VT5,VT6, VT7, VT8
Niv. +4.08, +7.14, +10.74, +13.8



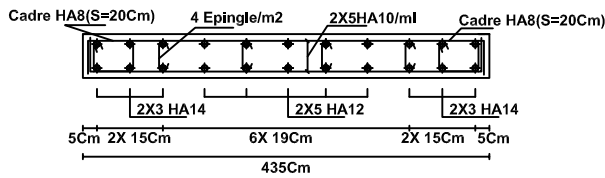
VOILE VT5,VT6, VT7, VT8
Niv. +16.86, +19.92, +22.98



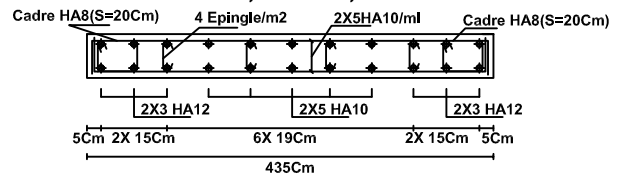
VOILE VT5,VT6, VT7, VT8
Niv. +26.04, 29.10, +32.16



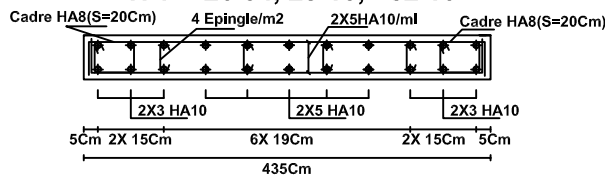
VOILE VT9
Niv. +4.08, +7.14, +10.74, +13.8



VOILE VT9
Niv. +16.86, +19.92, +22.98



VOILE VT9
Niv. +26.04, 29.10, +32.16



République Algérienne Démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Etudié par:
 TALEB Redouane
 BENMAKHLOUF Louiza

Dirigé par:
 Mr KACI

Plan de Ferrailage des
 Voiles de contreventement

Echelle: 1/25

Promotion:
 2013/2014

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans les différents plans.

1 Type de fondation :

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

1.1 Fondations superficielles :

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.

1.2 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.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas des sols de faible capacité portante

2 Etude du sol :

La contrainte admissible du sol est égale à 3 bars

3 Choix de système de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- La facilité d'exécution
- L'économie

On aura à choisir entre les semelles filantes et le radier générale selon les résultats du dimensionnement.

4 Dimensionnement :

4.1 Semelles isolées :

Pour le pré-dimensionnement il faut considérer l'effort normal (N_{Ser}) qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 0.8$$

D'où :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{0.8 \overline{\sigma}_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 1720.89 \text{KN}$$

et

$$\overline{\sigma}_{sol} = 300 \text{KN}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1720.89}{0.8 \times 300}} = 2.67 \text{m}$$

On opte pour $B = 3 \text{ m}$

Remarque : Vu que les dimensions de la semelle sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il y'a lieu d'opté pour les semelles filantes.

4.2 Semelle filante :

4.2.1 Semelle filante sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : la largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

G+Q : charge et surcharge permanente revenant au voile considère

VOILE	G+Q(KN)	L (m)	Bc(m)	S(m ²)
VT1	525.15	4.75	0.53	2.5175
VT2	536.32	5.1	0.35	1.785
VT3	540.76	4.75	0.37	1.7575
VT4	381.78	3.55	0.35	1.2425
VT5	156.78	1.86	0.28	0.5208
VT6	526.73	4.75	0.53	2.5175
VT7	319.37	3.55	0.29	1.0295
VT8	539.32	4.75	0.37	1.7575
VT9	525.75	5.1	0.34	1.734
Somme				14.8618

Tableau VII-1: Surface de semelles filantes sous voiles (sens Transversale)

VOILE	G+Q(KN)	L (m)	Bc(m)	S(m ²)
VL1	100.77	1	0.46	0.33
VL2	174.40	1	0.80	0.57
VL3	183.52	1	0.70	0.60
VL4	182.61	1	0.69	0.60
VL5	217.10	1	0.90	0.72
VL6	366.42	1.9	0.71	1.20
VL7	349.45	2.3	0.55	1.15
VL8	166.5	2	0.26	0.54
VL9	368.27	2.3	0.58	1.21
VL10	364.35	1.9	0.71	1.20
VL11	220.97	1	0.92	0.73
VL12	157.68	1	0.60	0.52
VL13	160.38	1	0.61	0.53
VL14	174.08	1	0.80	0.57
VL15	100.91	1	0.46	0.33
Somme				10.86

Tableau VII-2: Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_V = 25.78 \text{ m}^2$.

4.2.2 Semelles filantes sous poteaux :

A. Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

B. Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - $e < \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale
 - $e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{min} = \frac{N}{L} x \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{max} = \frac{N}{L} x \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} x \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

C. Application :

- Détermination de la résultante des charges :

Poteaux	$N_s =$ G+Q(KN)	e_i (m)	Nxe_i (m)	M_i (kN.m)
1	1720.89	10.27	17673.54	-0.6
2	1025.79	5.42	5559.78	3.967
3	972.77	0.67	651.75	5.468
4	1207.94	-4.43	-5351.17	-1.828
5	1089.52	-6.78	-7386.94	-0.773
6	823.42	-10.27	-8456.52	-0.548
Σ	6840.33		2690.43	5.686

Tableau VII-3 : Détermination de la résultante des charges sous poteaux

$$e = \frac{2690.43 + 5.686}{6840.33} = 0.39m$$

➤ **Détermination de type de distribution de la réaction du sol par mètre linéaire :**

$$e = 0.39 < \frac{L}{6} = \frac{20.54}{6} = 3.42m$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{6840.33}{20.54} \left(1 + \frac{3(0.39)}{20.54}\right) = 351.99Kn/ml$$

➤ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{\left(\frac{q_L}{4}\right)}{\sigma_{Sol}} = \frac{351.99}{300} = 1.17 m$$

On a opté pour B = 1.60 m

On aura donc : S = B x L = 1.60 x 20.54 = 32.864 m²

Nous aurons la surface des semelles sous poteaux : S_p = nxS

Avec : n est le nombre de portique dans le sens considéré.

➤ **La surface totale de la structure :**

La surface totale des semelles sous poteaux: S_p = 32.864 x 6 = 197.184 m²

$$S_t = 197.184 + 25.78 = 222.964 m^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface totale de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{222.964}{639.77} \times 100 = 34.85\%$$

➤ **Conclusion :**

La surface totale des semelles filantes inférieure à 50% de la surface du sol d'assise (S_t < 50% S_{bat}), alors on opte pour des semelles filantes.

5 Calcul des semelles filantes :

5.1 Calcul de la semelle sous poteaux :

5.1.1 Calcul des contraintes sous la semelle :

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right) = 370.96 \text{ Kn/ml}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L} \right) = 295.08 \text{ Kn/ml}$$

$$q \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = 351.99 \text{ Kn/ml}$$

5.1.2 Dimensionnement de la semelle :

A. Hauteur de la semelle :

$$h_s \geq \frac{B - b}{4} + c$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

b : coté de poteau.

$$h_s = \frac{160-40}{4} + 5 = 35 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \Rightarrow 30 \leq d \leq 120 \text{ cm}$$

On prend les dimensions suivantes :

L = 20.54m ; B = 1.60m ; h_s = 40cm ; c = c' = 5cm ; d = 45cm

B. Ferrailage de la semelle :

$$A_s = \frac{N_u(B - b)}{8.d.\sigma_s} = \frac{2380.72 \times 120}{8 \times 45 \times 348} = 2.28 \text{ cm}^2$$

Soit à prendre 8HA10 = 6.28 cm² avec un espacement de :

$$e_s = \frac{s_b}{s_t} \times A = \frac{0.785}{6.28} \times 1.60 = 0.125, \text{ On prend } e = 15 \text{ cm.}$$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.28}{4} = 1.57 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA14 = 7.69 cm² avec un espacement $e_s = \frac{A_0}{A_t} \times A = \frac{1.13}{5.65} \times 1.60 = 0.32$

On prend $e_s = 20 \text{ cm.}$

5.2 Ferrailage des longrines :

5.2.1 Rôles des longrines :

Les longrines servent de chaînage pour semelles dans les deux sens, elles rigidifient l'infrastructure et empêchent les semelles de se déplacer les unes par rapport aux autres.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous d'une force égale :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges de gravité apportées par les points d'appuis solidarisisés.

α : Coefficient de zone sismique et de la catégorie du site considéré :

- Site S₂
 - Zone IIa
- } $\alpha = 15, \text{ selon le RPA 2003}$

5.2.2 Dimensionnement de la longrine (Art 10.1.1.b de RPA 2003) :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25x30cm (Site 2). On opte pour 30x40

5.2.3 Ferrailage des longrines :

On ferrailera une longrine soumise à l'effort normal (N) le plus défavorable et nous adopterons le même ferrailage pour toutes les longrines.

A. Les armatures longitudinales :

$$N_{max} = 1720.87kn$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} \text{ Avec } F = \frac{N_{max}}{\alpha} = \frac{1720.87}{15} = 114.726kn > 20kn$$

$$A = \frac{114.726}{348 \times 10^{-1}} = 3.29cm^2$$

Le ferrailage minimum selon le RPA99 doit être de 0,6% de la section transversale de la longrine.

$$A_{min} = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.2cm^2$$

On opte pour une section de ferrailage de : A = 5HA14 = 7.69 cm²

B. Les armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

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

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 14 \right\}$$

$$\emptyset \leq \min \{11.42; 30; 14\}$$

Soit : $\emptyset = 8mm$

On prend un cadre en HA8.

C. Espacement des cadres :

Selon le RPA99, l'espacement entre les cadres doit être :

$$e \leq \min(20; 15\emptyset)$$

$$e \leq \min(20; 21)$$

On opte pour un espacement de : $e = 15cm$

5.3 Semelle filantes sous voiles :

Selon le BAEL91 le ferrailage se fera à l'ELU :

5.3.1 Dimensionnement à l'ELS :**❖ La largeur :**

$$N_s = 540.76KN ; L = 4.75 m ; \overline{\sigma_{sol}} = 300 Kn/m^2$$

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L} = \frac{540.76}{300 \times 4.75} = 0.379m$$

Soit : $B = 1.60 m$

❖ Vérification :

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + G_s}{B \cdot L}$$

5.3.2 Condition de rigidité :

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq B - b \rightarrow \frac{160 - 20}{4} \leq d \leq 160 - 20 \rightarrow 35 \leq d \leq 140cm$$

On prend $d = 35 cm$ d'où $h = 35 + 5 = 40 cm$

$$G_s = 25 \times 0.4 \times 1.60 \times 4.75 = 76 \text{ KN}$$

Donc :

$$\sigma_{sol} = \frac{540.76 + 76}{1.60 \times 4.75} = 81.15 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}}$$

5.3.3 Ferrailage de la semelle :

$$M_u = N_u \frac{(B-b)^2}{8B} \text{ Avec } N_u = 740.47 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{740.47(1.60 - 0.2)}{8 \times 1.60} = 80.988 \text{ KN.m}$$

$$A_{ust} = \frac{M_u}{0.9d\sigma_{st}} = \frac{80.988 \times 10^4}{0.9 \times 350 \times 348} = 7.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}14 = 7.69 \text{ cm}^2$$

A. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit à prendre : } A_r = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

B. Ancrage des barres :

$$L_s = 35.3 \times 1.4 = 49.42$$

$$\text{On prend } L_s = 50 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 0.4 \text{ cm}$$

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et seront munis de crochets.

5.4 Calcul de la poutre de rigidité :

5.4.1 Dimensionnement de la poutre de rigidité :

❖ La hauteur de la poutre de rigidité :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \rightarrow 0.56 \leq h_p \leq 0.8 \rightarrow h_p = 80 \text{ cm.}$$

❖ La largeur de la poutre de rigidité :

$$\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p \rightarrow 26.66 \leq b_p \leq 53.33 \rightarrow b_p = 40 \text{ cm.}$$

❖ Dimensions adoptées :

$$L = 20.54 \text{ m}; B = 1.60 \text{ m } h_s = 40 \text{ cm}; c = c' = 5 \text{ cm}; d = 45 \text{ cm}; h_p = 80 \text{ cm};$$

$$b_p = 40 \text{ cm}$$

5.4.2 Vérification de la contrainte réelle dans le sol :

$$\sigma_r = \frac{q^{3/4}}{B} = \frac{351.99}{1.60} = 219.99 \text{KN/m}$$

$\sigma_r = 219.99 \text{KN/m} < 300 \text{KN/m} \rightarrow$ Condition vérifiée.

$$\frac{\sigma_r}{\bar{\sigma}_r} = \frac{219.99}{300} = 0.97 \rightarrow \sigma_r = 97\% \bar{\sigma}_r$$

➤ Calcul de σ_{max} et σ_{min} :

$$|e| = 0.39 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{R}{L \times B} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right) = 231.85 \text{ Kn/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = \frac{R}{L \times B} \left(1 - \frac{6.e}{L} \right) = 184.42 \text{ Kn/m}^2.$$

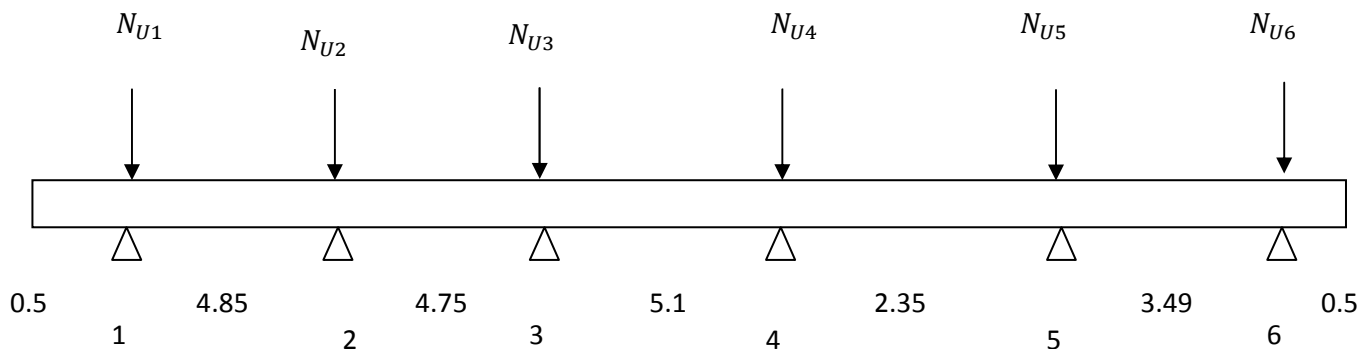
➤ Calcul de $q_{(\frac{3}{4})}$:

$$q_{(\frac{3}{4})} = \frac{3 \cdot q_{max} + q_{min}}{4} \times B_{semelle}$$

$$\rightarrow q_{(\frac{3}{4})} = \frac{(3 \times 231.85) + 184.42}{4} \times 1.60 = 351.99 \text{Kn/ml}$$

Pour le calcul et le ferrailage de la poutre de rigidité, on utilise 2 logiciels de calcul **ETABS** pour les moments et **CTC** (Le système **CTC** est un logiciel de calcul d'ouvrages courants en béton armé Pour le ferrailage.)

5.4.3 Détermination des moments fléchissant :



FigureVII-1 : Chargement de la poutre de rigidité

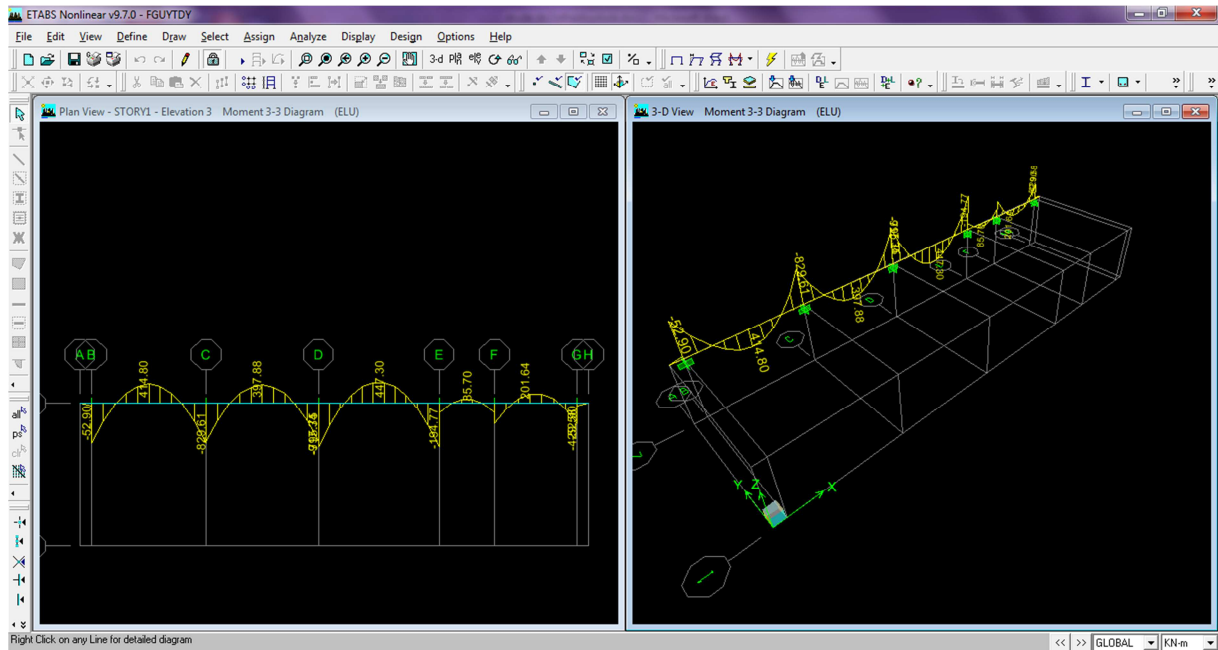


Figure VII-2: détermination des moments dans l'ETABS

➤ Les moment en travées et aux appuis :

$M_{appuis} (t.m)$	3.919	31.453	30.955	14.428	0.59	33.921
$M_{travée} (t.m)$	-30.726	-29.472	-33.133	-6.348	-14.9.30	/

➤ Détermination des sections d'armatures :

Le ferrailage de la poutre de rigidité se fait avec les moments max aux appuis et en travée

$$M_t^{max} = 31.453 (t.m)$$

$$M_a^{max} = 33.133(t.m)$$



Pour le ferrailage, on utilise logiciel :

Avec :

Hauteur : $h_p = 80 \text{ cm}$

Base : $b_p = 40 \text{ cm}$

❖ En travée :

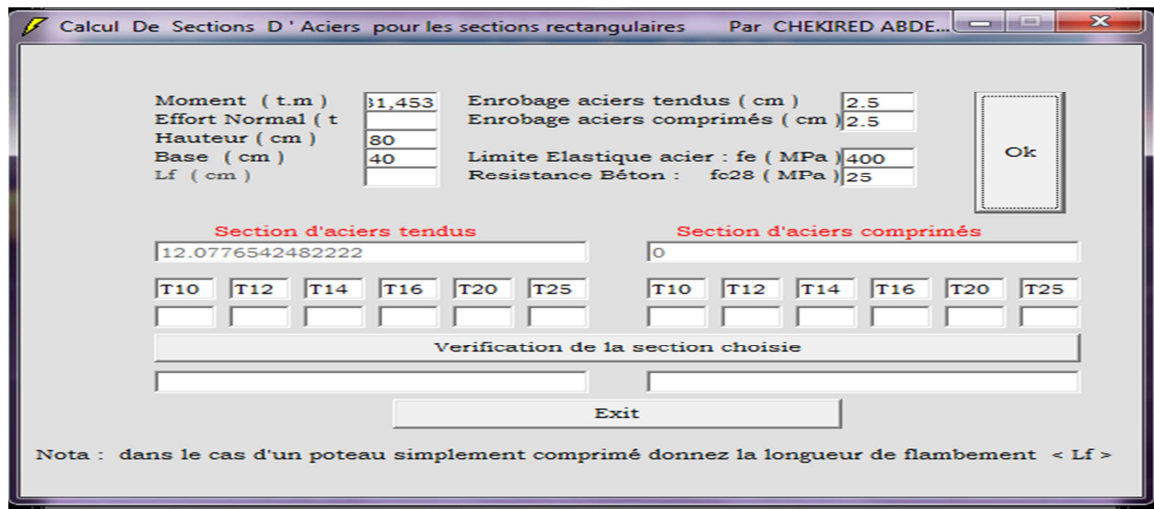


Figure VII-3: Interface de calcul de section d'acier.

❖ Aux appuis :

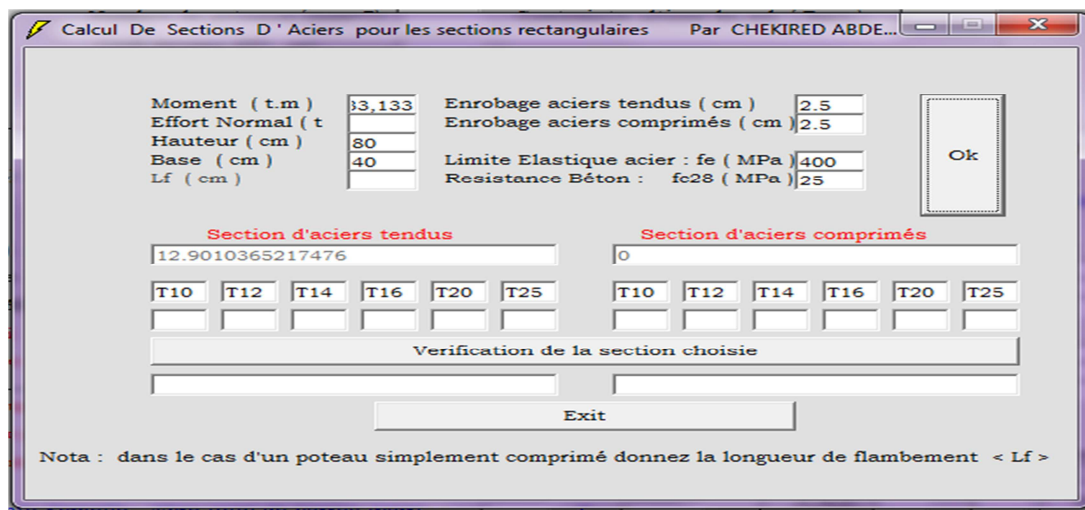


Figure VII-4: Interface de calcul de section d'acier.

❖ Les résultats :

Section d'acier en travée : $A_{stravée} = 12.07 \text{ cm}^2$

Section d'acier aux appuis : $A_{sapp} = 12.90 \text{ cm}^2$

➤ Choix des armatures :

✓ Aux appuis :

A_s	Choix des barres	Section adoptée
12.90	6HA16+2HA12	14.32

✓ En travée :

A_s	Choix des barres	Section adoptée
12.07	6HA16+2HA12	14.32

5.4.4 Calcul des armatures transversales :

A. Diamètre (BAEL 91 modifier 99/Art A.7.2.2) :

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

b, h :Les dimensions de la section de la poutre de rigidité.

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{800}{35}; \frac{400}{10}; 12 \right\} = \min \{22.85; 40; 12mm\}$$

$$\phi \leq 12mm.$$

Donc le choix adopté est le suivant : HA10

Soit 4HA10 dont $A_t = 3.14cm^2$

B. Espacement :

L'espacement des armatures transversales est donné par le BAEL 91/Art A.5.1.22 :

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40cm; 15\phi\}$$

Ainsi que, le RPA 2003 dans l'article 7.5.2.2 nous donne les reallions ci-dessous :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30cm \right\}; \text{ l'étendue de la zone nodale : } l=2h$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

Selon le BAEL 91 :

$$S_t \leq \min \{6.75; 40cm; 18\}$$

On adopte un espacement de : $S_t = 15cm$

Selon le RPA 2003 :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{80}{4}; 12; 30cm \right\}; \text{ l'étendue de la zone nodale : } l=2h$$

L'espace adopté est : $S_t = 10cm$

L'étendue de la zone nodale : $l= 2 \times 80 = 160cm$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40cm$$

On adopte un espacement de $S_t = 15cm$

5.4.5 Vérification des conditions du RPA sur la section d'armatures transversales :

Selon le RPA99 dans l'article, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$A_t \geq A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

- **Zone nodale**

$$A_t = 3.14cm^2$$

$$A_{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2cm^2$$

$$A_t = 3.14cm^2 > A_{min} = 1.2$$

- **Zone courante :**

$$A_t = 3.14cm^2$$

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8cm^2$$

$$A_t = 3.14cm^2 > A_{min} = 1.8cm^2$$

5.4.6 Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 40 \times 75 \times 2.1}{400} = 3.62 cm^2$$

$$A_{travée} = 12.07 > A_{min} = 3.62 cm^2$$

$$A_{appuis} = 12.90 > A_{min} = 3.62 cm^2$$

Donc la condition est vérifiée.

B. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left[\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right] = 2.5 \text{MPa}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{91.797 \times 5.1}{2} = 234.082 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{234.082}{40 \times 75} = 0.78 < 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

5.4.7 Vérifications à l'ELS :**A. Vérification de la contrainte dans le béton (Art B.6.5,1 de BAEL 91) :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

La contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

- **En travée :**

$$M_t^{max} = 170.7 \text{ KN.m et } A_a = 12.56 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{db_o} = \frac{100 \times 12.56}{40 \times 75} = 0.333 \quad \rightarrow \quad K_1 = 40.56 \text{ et } \beta_1 = 0.910$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{d \cdot \beta_1 \cdot A_s} = \frac{170.7 \times 10^3}{0.910 \times 0.75 \times 12.56 \times 10^{-4}} = 199.13 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{199.3}{40.56} = 4.91 \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$M_a^{max} = 186.43 \text{ KN.m et } A_a = 14.2 \text{ cm}^2$$

$$\rho_2 = \frac{100 \times 14.2}{50 \times 75} = 0.379 \quad \rightarrow \quad K_2 = 37.63 \text{ et } \beta_2 = 0.905$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{d \cdot \beta_2 \cdot A_s} = \frac{186.43 \times 10^3}{0.905 \times 0.75 \times 14.2 \times 10^{-4}} = 193.42 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{193.42}{37.63} = 5.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

La vérification étant vérifiée alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

B. Vérification de la contrainte dans les aciers :

Ondoit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}}\right) \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

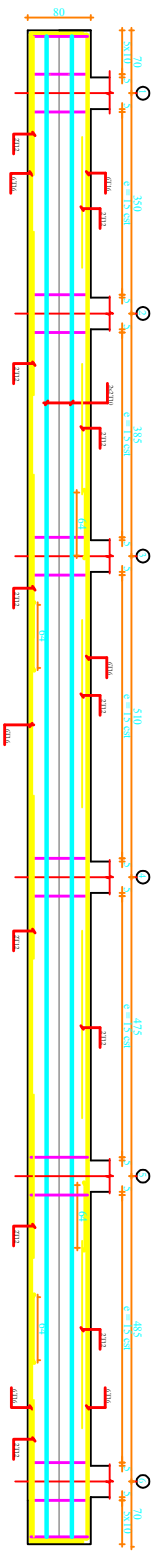
$$n = 1,6 \rightarrow \bar{\sigma}_s = (266.66; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

- En travée :

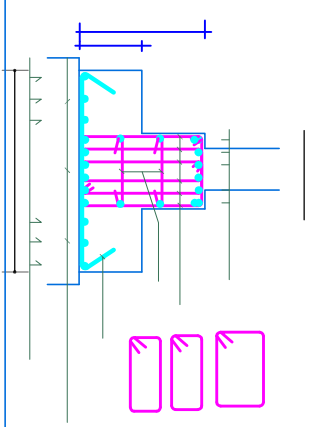
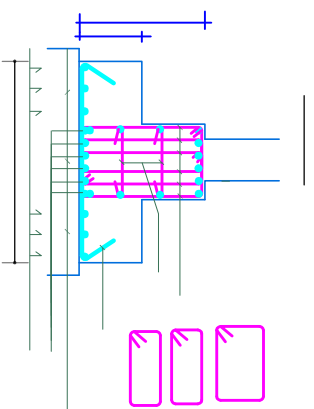
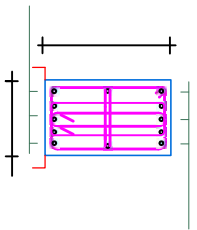
$$\sigma_s = 193.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\sigma_s = 199.13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$



FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE RIGIDITE



République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Réalisé par: TALEB Redouane BEN MAKHLOUF Louiza	Plans de Ferrailage des fondations	Echelle:
Dirigé par: Mr KACI		Promotion: 2013/2014

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous à permis de mettre en application les connaissances acquise au cours de notre formation, ainsi l'acquisition des différente méthodes et techniques souvent utilisé lors de la réalisation d'une structure en béton armé.

Les difficultés rencontrées durant la réalisation de notre projet sont souvent liées aux choix qu'on doit faire afin de respecter à la fois les méthodes et la réglementation qui régit les constructions de génie civil et le critère économique qui joue un rôle important dans la réussite de l'ensemble.

Pour cela on a conclu que la construction d'un ouvrage en génie civil est établie sur la base de trois critères a savoir :

- La stabilité
- La durabilité
- L'économie

Nous espérons avoir fait de notre mieux et que ce modeste travail sera de grande utilité pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

- ✓ Règle parasismique algérienne RPA99 (version 2003).
- ✓ Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-pierre MOUGIN).
- ✓ Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites
- ✓ Calcul des ouvrages en Béton Armé par Mr BELAZOUGUI.
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment par Mr Henry THONIE.
- ✓ Calcule pratique des ossatures en béton armé (Albert FUENTES)
- ✓ DTR B-C-22 charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✓ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- ✓ Cours et TD que nous avons reçus pendant notre cursus.