

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieure 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 Master en Génie Civil.
Option : Construction Civiles et Industrielles.*

THEME :

*Etude d'un Bâtiment (R+6) à usage commercial et habitation
contreventée par voile avec logiciel ETABS 9.7.3.*



Présenté par :

- M^{elle} MOULA Zahra
- M^{elle} ZAKNOUN Amel

Dirigée par :

Mr. BOUAFIA

Année Universitaire : 2019/2020

Remerciement

Toutes nôtres pensées, gratitudes et remerciements à **Allah Le Miséricordieux, Le Très Miséricordieux** de nous avoir assister et aider durant tout au long de notre parcours scolaire. Ainsi que de nous avoir donné la force, le courage et la volonté nécessaire pour élaborer ce travail de fin d'études.

Je remercie nos familles pour leurs aides, leurs patiences, leurs encouragements et pour tous les sacrifices qu'ils ont faits pour nous voir réussir.

Nous remercions notre encadreur Mr BOUAFIA pour son aide, ces conseils, ses encouragements et sa disponibilité durant la réalisation de ce travail de fin d'études.

Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail.

Enfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université MOULOUD MAMMERI – Faculté de génie civil.



Dédicaces :

Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir donné l'opportunité, le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail :

- *A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.*
- *A mon frère Nassim.*
- *A ma sœur Sabrina.*
- *A mes chers grands parents, mes tantes, mes oncles.*
- *A tous mes amis.*
- *A mes camarades de promo 2019/2020.*
- *A ma chère binôme Amel ainsi que toute sa famille.*
- *A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu en particulier Imad Chabane et Monsieur Okrine Mohamed.*
- *Le bureau d'étude « S.A.Z.A » qui m'ont bien accueillie et guidé par leurs précieux conseils durant la réalisation de ce travail.*

Zahra.

Dédicaces :

Tout d'abord, je remercie Dieu L'Unique sans associée de m'avoir donné l'opportunité, le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

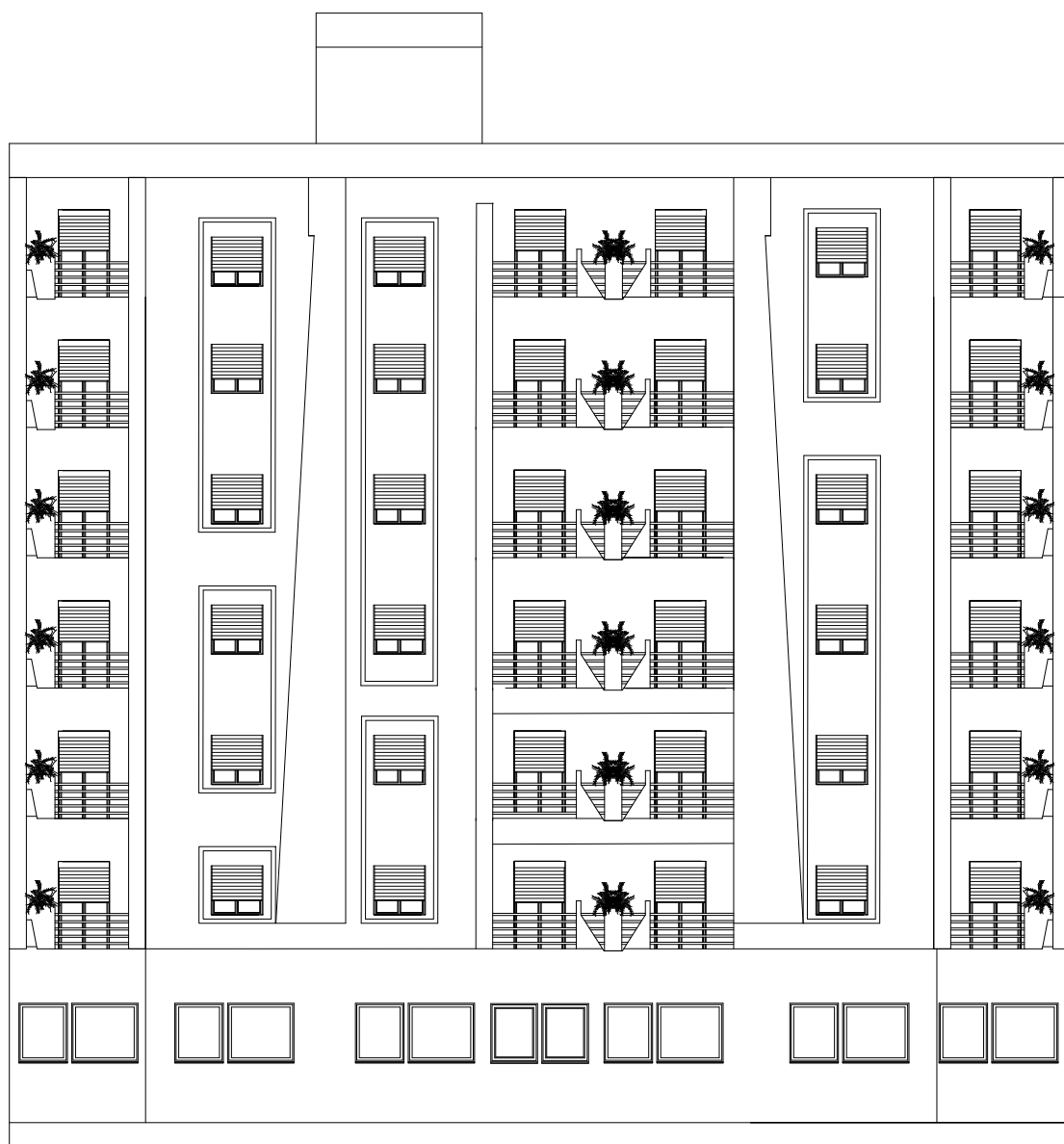
Je dédie ce modeste travail :

- *A mes parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.*
- *A ma très chère sœur Melissa.*
- *A mon frère Amar.*
- *A mes chers grands parents, mes tantes, mes oncles.*
- *A tous mes amis en particulier Kheloui Belaid.*
- *A mes camarades de promo 2019 / 2020.*
- *A ma chère binôme Zahra ainsi que toute sa famille.*
- *A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.*
- *Le bureau d'étude « **S.A.Z.A** » qui m'ont bien accueillie et guidé par leurs précieux conseils durant la réalisation de ce travail.*

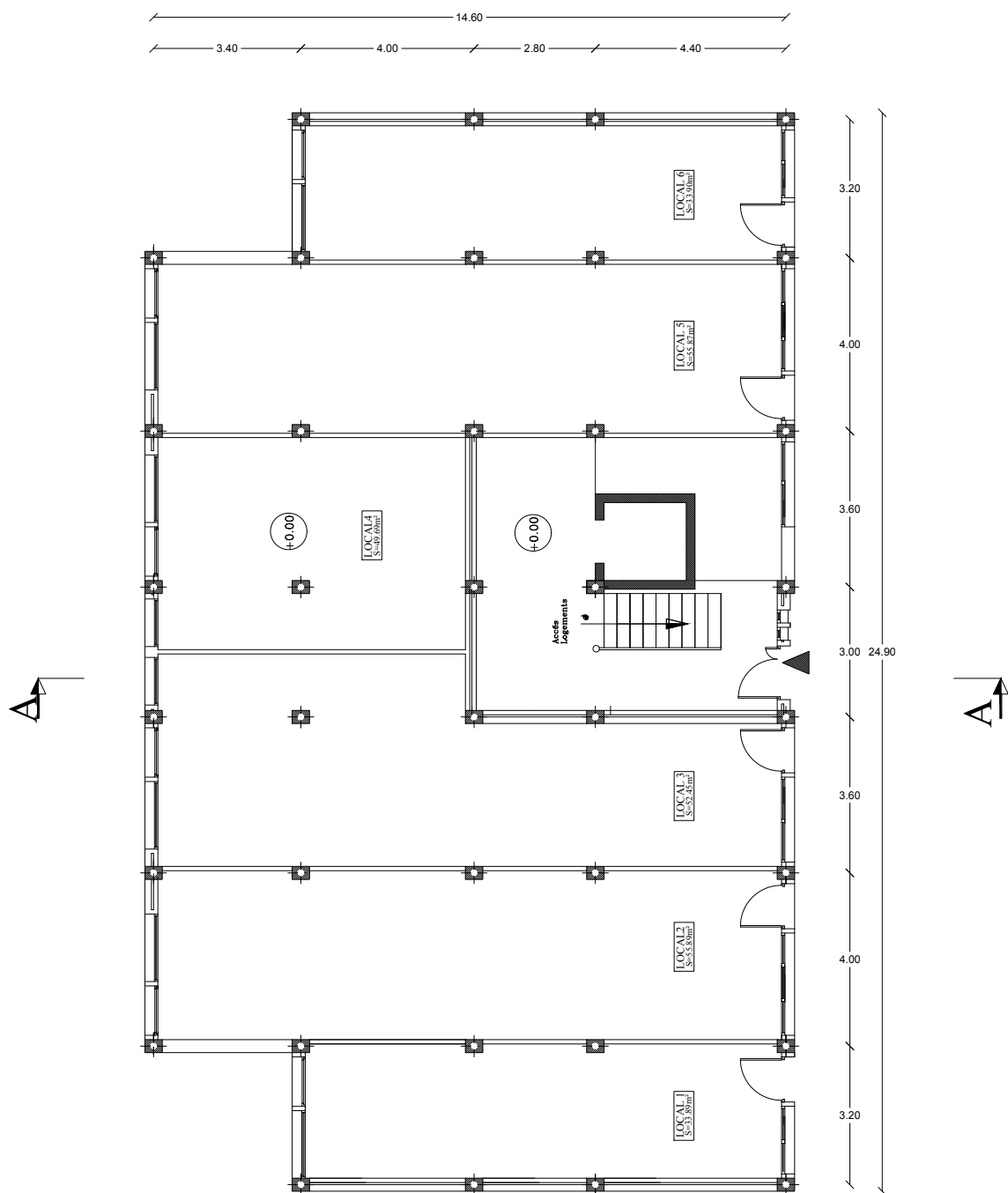
Amel.



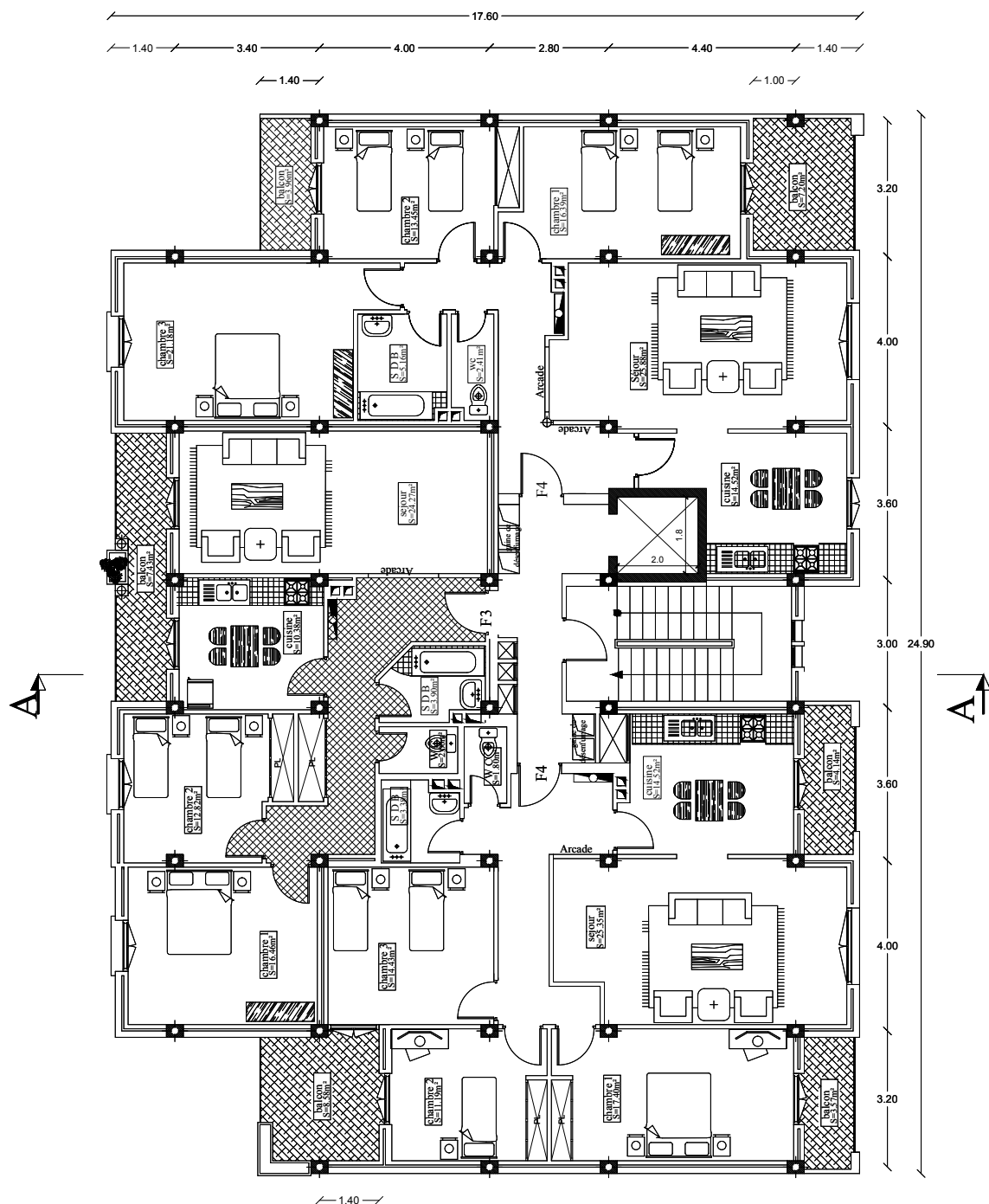
FACADE PRINCIPALE



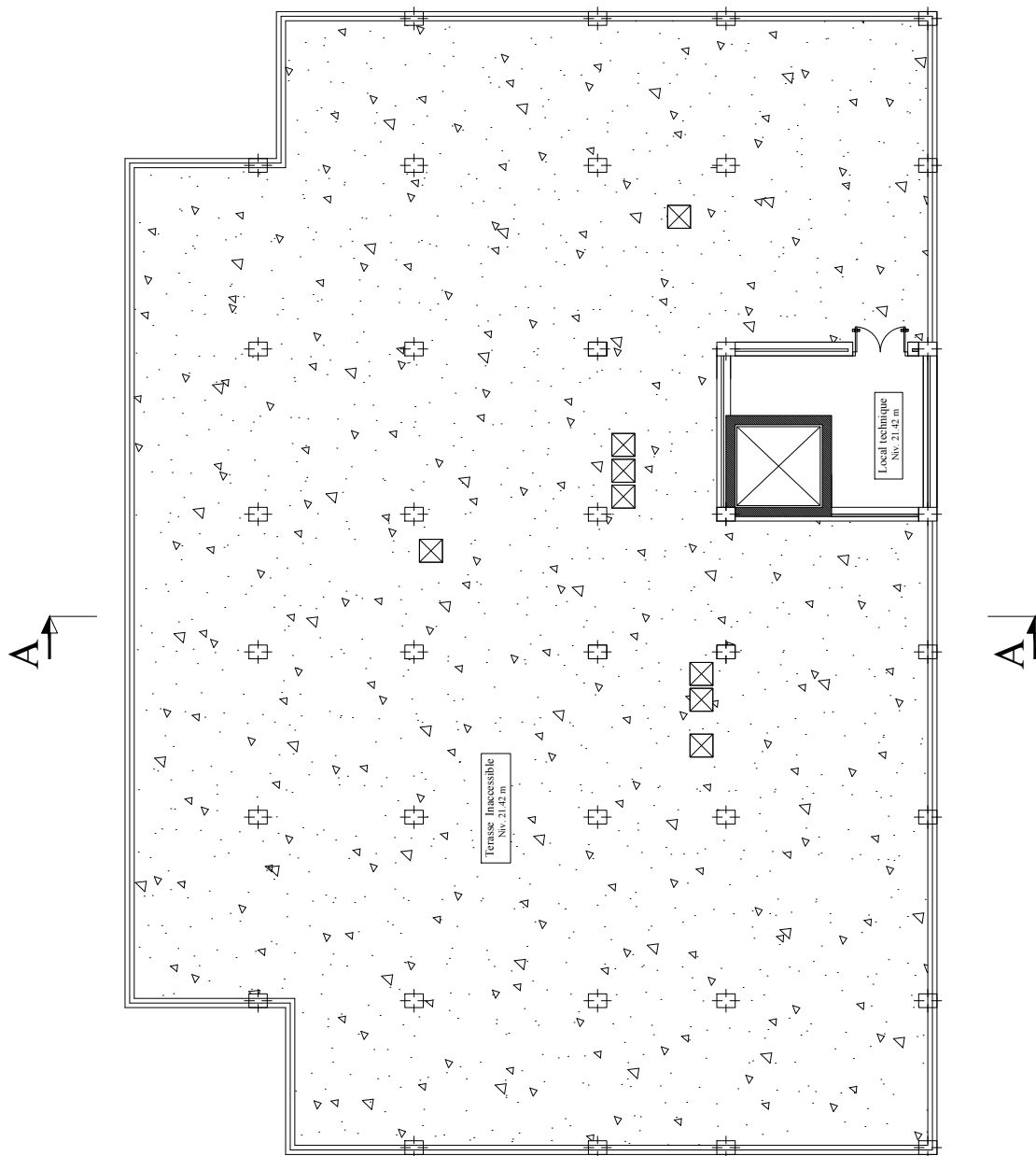
FACADE POSTERIEUR



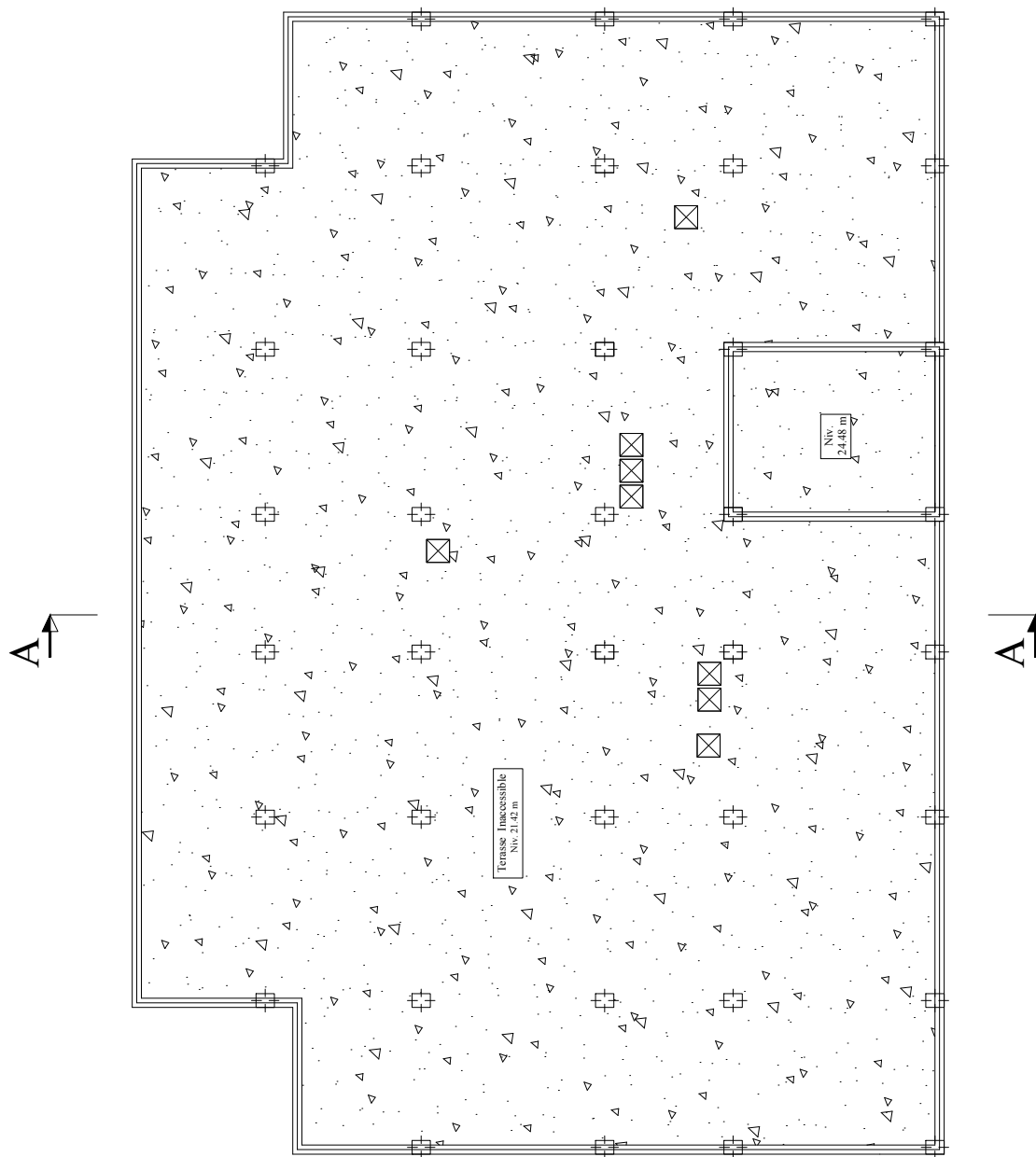
PLAN DU REZ DE CHAUSSE



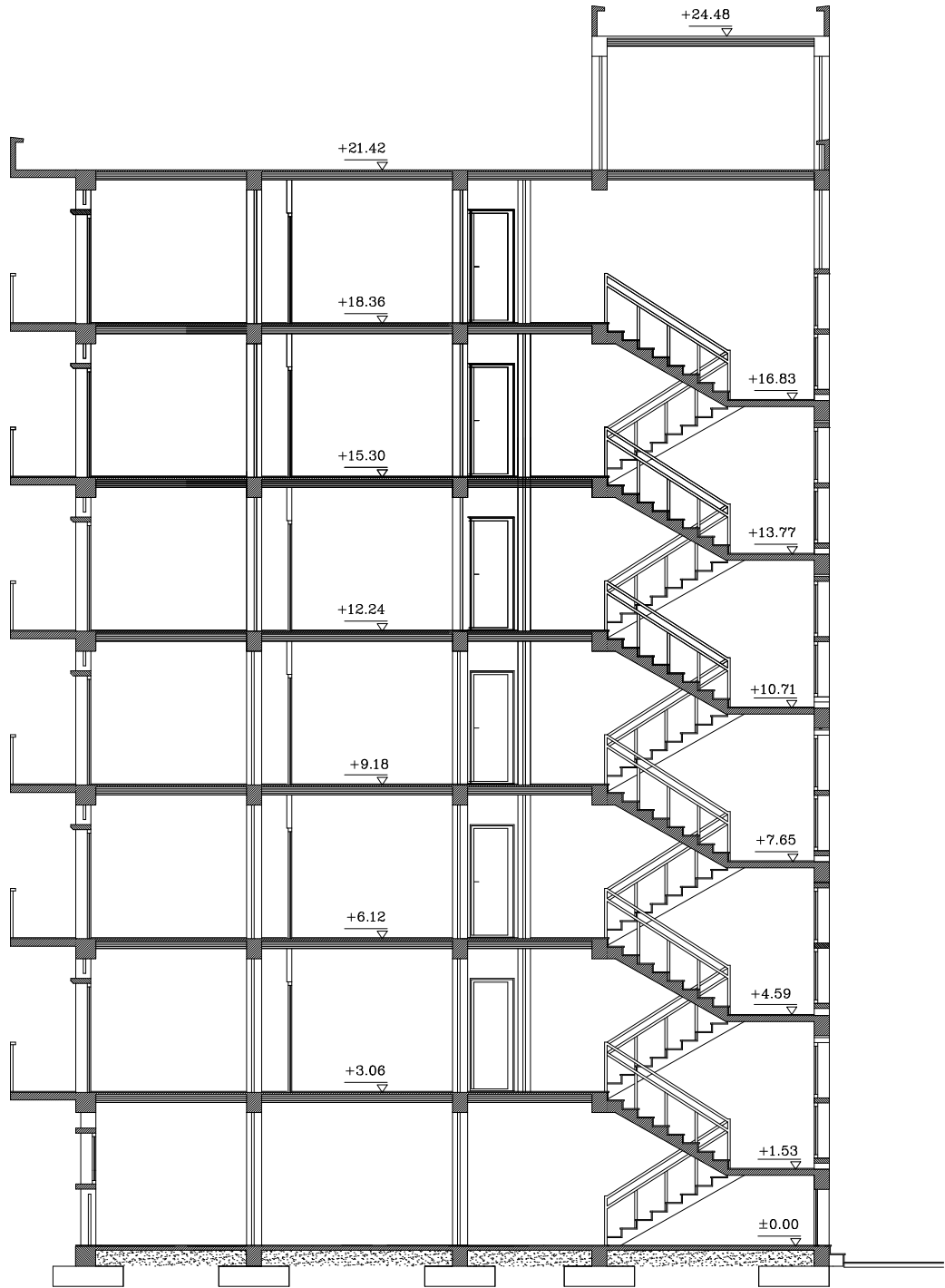
PLAN DES ETAGES COURANTS



PLAN LOCAL TECHNIQUE



PLAN TERASSE INACCESSIBLE



COUPE A-A

Introduction Générale

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs. En effet, les tremblements de terres ont souvent été meurtriers, les sources historiques et l'actualité en témoignent.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments neufs et le confortement préventif concernant les constructions existantes.

Cela signifie construire de manière telle que :

- Les bâtiments ne doivent pas être endommagée par des événements, tels que : l'explosion, les chocs ou un autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays tel que le BAEL91 et le RPA99 modifié 2003.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+6 à usage commerciale et habitation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Pour les calculs, on a divisé principalement notre travail en deux parties :

La première « Etude de la superstructure » consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des appropriées aux calculs des éléments (Portiques, voiles, planchers, ...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile, on a opté pour le logiciel ETAPS version 9.7.3, qui permet de réduire considérablement le temps de travail et d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième « Etudes de l'infrastructure » consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix du radier générale est notre cas.

Sommaire :

Introduction.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 1 - 10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments 11 - 20

Chapitre III : Calcul des éléments :

III.1 Acrotère 21 - 28

III.2 Plancher 29 - 51

III.3 L'escalier 52 - 65

III.4 La poutre palière 66 - 74

III.5 La salle machine 75 - 83

Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS 84 - 95

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA 96 - 106

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux 107 - 133

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure 134 - 162

Conclusion générale.

Bibliographie.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (**R+6**) à usage commerciale et habitation. L'ossature de la structure est mixte : Portiques poteaux-poutres et voiles en béton armé. La bâtisse est composée comme suit :

- Etage RDC constitué de locaux commerciaux
- 6 étages à usage d'habitation
- Un étage terrasse inaccessible
- Un escalier
- Un ascenseur

Ce bâtiment est classé comme ouvrage d'importance moyenne : *Groupe d'usage 2* (Art III.3.1 – RPA 99 modifié 2003). Il sera implanté dans **la commune de Tizi-Ouzou, wilaya de Tizi-Ouzou** qui représente une zone de *moyenne sismicité (Zone IIa)* (RPA 99 modifié 2003 – Annexe I).

I.2.1 Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

Le bâtiment est constitué d'un seul bloc en forme rectangulaire de dimension suivante :

- La hauteur totale du bâtiment 24,48 m
- La hauteur du RDC 3,06 m
- La hauteur des étages courants 3,06 m
- La longueur totale du bâtiment 24,90 m
- La largeur totale du bâtiment 17,60 m
- La hauteur de l'acrotère 0,60 m

I.2.2 Propriétés mécaniques du sol d'assise :

Le dossier géotechnique nous fournit les données suivantes :

- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$
- La classification du site : **site meuble : Catégorie S3** (Art III.3.3.1 – RPA 99 modifié 2003)

I.3 Eléments constitutifs de la structure :

I.3.1 Ossature :

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est assuré par deux types de contreventement (ossature mixte) composée de :

- *Contreventement par portique* : structure composée de poteaux et de poutres rigidement liés, il est destiné à prendre les charges et les surcharges verticales et horizontale de la structure.
- *Contreventement par voile* : élément porteur rigide en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et les transmettre aux fondations.

I.3.2 Les planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les différents niveaux. Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens longitudinal (porteur).

Ils ont pour fonctions principales :

- Les transmissions des différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux.
- La répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- Une isolation thermique et acoustique.
- Le plancher terrasse est inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

I.3.3 Les dalles plaines :

Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les balcons et les dalles porteuses des appareils de levage (ascenseurs).

I.3.4 Maçonnerie (remplissage) :

C'est un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons ...) unis par un liant (mortier, plâtre, ciment ...). La structure est munie de deux types de murs, qui sont les suivants :

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

I.3.5 Les revêtements :

Les revêtements seront réalisés comme suit :

- Carrelages scellés pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Enduit en plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.3.6 Les escaliers :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Notre bâtiment est composé d'un escalier de type droit avec deux (02) volées.

I.3.6 L'acrotère :

Muret pour les terrasses qui seront entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.3.7 Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisé en voiles en béton armé.

I.3.8 Les coffrages :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution. Par ailleurs ce type de coffrage offre d'autres avantages à savoir:

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'ouvres.

I.3.9 Les fondations :

Les fondations ont pour fonction la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol dont elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Elles sont divisées en trois catégories (fondation superficielles, profondes et semi-profondes).

Les éléments de la fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles isolées ou filantes reposants directement sur le sol, cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'une tête de pieu (cas des semelles sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est fonction de l'importance de l'ouvrage ainsi que des surcharges et la nature du sol (contrainte admissible) ; on pourra avoir ainsi, des éléments assez résistants dans le temps et aussi économiques que possible.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Pour la conception de l'ouvrage essentiel sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier, Nos calculs seront conformes aux règlements suivants :

- Règles Parasismiques Algériennes (**RPA 99 version 2003**).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 modifiées 99**).
- Document Technique Réglementaire (**DTR B.C. 2.2**) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Document Technique Réglementaire (**DTR B.C. 2-41**) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A. 93**).
- Document Technique Réglementaire (**DTR-B.E. 1.31**) : Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.

I.4.1 Le Béton :

Le béton est le produit industriel le plus utilisé dans le monde à l'heure actuelle, fabriqué et mis en place en phase liquide, il durcit et se consolide dans un deuxième temps ce qui permet des réalisations techniques extrêmement variées. De plus il présente des caractéristiques de résistance et de longévité particulièrement importantes. Ce dernier est un mélange de granulats (sable + granulats) d'un liant hydraulique qui est le ciment et l'eau de gâchage de point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

➤ Les composants de béton :

- **Le ciment :**

C'est un liant hydraulique obtenu à partir d'une poudre fine mélangée à de l'eau en formant une pâte qui durcit, même sous l'eau.

- **L'eau de gâchage :**

L'eau utilisée doit être propre. L'eau potable convient toujours, tandis que l'eau de mer est à proscrire. Tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.

- **Les granulats :**

Ce sont des agrégats représentant un rôle important dans un béton, ils apportent la consistance, le volume et la résistance, leur taille est comprise entre 0 et 125 mm, leur nature et leur forme varient en fonction de gisement et des techniques de production

- **Les adjuvants :**

Ce sont des produits chimiques qu'on ajoute au béton frais en faible quantité pour modifier ou améliorer ces propriétés selon le besoin. Comme exemple les plastifiants, les retardateurs ou les accélérateurs de prise, les entraîneurs d'air.

I.4.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression f_{cj} :

Le béton est défini par sa résistance à la compression f_{cj} avec j : Age du béton. Il est souvent classé selon sa résistance caractéristique, elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées cylindriques $16 \times 32 \text{ cm}^2$ définie à **28 jours** d'âge le durcissement notée f_{c28} .

Pour l'étude de ce projet on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge de 28 jours la résistance à la compression est calculée par les formules suivantes (Art A.2.1.11 – BAEL 91 modifiées 99) :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

I.4.1.2 Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction à j : jour, notée f_{tj} et donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{Art A.2.1.12 – BAEL 91 modifiées 99})$$

Cette formule est valable pour les valeurs $f_{c28} < 60 \text{ MPa}$.

Dans notre cas : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

I.4.1.3 Module de déformation longitudinale du béton (module d'élasticité) :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou module de déformation Longitudinale qu'on peut définir sous l'action des contraintes normales d'une longue durée Ou d'une courte durée d'application d'après le (BAEL 91) il existe deux modules de déformation longitudinale :

a) Déformation longitudinale instantanée (E_{ij}) :

Il est mesuré à partir d'un test de courte durée (la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures), il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel : (Art A.2.1.21 – BAEL 91 modifiées 99)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec } (E_{ij}, f_{cj}) \text{ en MPa}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$

b) Déformation longitudinale déferée (E_{vj}) :

Il est mesuré à partir d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire. On utilise le module déferé qui prend en compte les déformations du fluage du béton :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \quad (\text{Art A.2.1.22 – BAEL 91 modifiées 99})$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I.4.1.4 Module de déformation transversale du béton (G) :

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{Art A.2.1.1.3 – BAEL 91 modifiées 99})$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson.

- **Coefficient de poisson (ν) :**

C'est le rapport de déformation relative transversale (allongement relatif du côté de la section) et la déformation relative longitudinale (raccourcissement) :

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \quad (\text{Art A.2.1.3 – BAEL 91 modifiées 99})$$

Avec :

$\frac{\Delta d}{d}$: Déformation longitudinale.

$\frac{\Delta l}{l}$: Déformation transversale.

Les valeurs de ces coefficients sont données égal à :

$\nu = 0$ Pour un calcul de sollicitation à l'ELU (béton non fissuré).

$\nu = 0.2$ Pour un calcul de déformations à l'ELS (béton fissuré).

1.4.1.5 Notions d'états limites :

Un Etat limite est une situation au-delà de laquelle un élément ou un ensemble d'éléments de la structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu. On distingue deux catégories d'états limites :

- Etat Limite Ultime (ELU)
- Etat Limite de Service (ELS)

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

Il s'agit de l'état le quel la valeur maximale de la capacité portante et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage, les phénomènes correspondants à cet état sont :

- La rupture locale ou globale de la structure
- La perte d'équilibre statique (renversement)
- La Perte de stabilité de forme (flambement)

a) La contrainte limite ultime à la compression :

La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit comme suite :

$$f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3.41 – BAEL 91 modifiées 99})$$

Avec :

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$ (cas de situation courante)

$\gamma_b = 1.15$ (cas de situation accidentelle)

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application (t) des actions considérées.

$\theta = 1$ (Pour $t > 24h$)

$\theta = 0.9$ (Pour $1h \leq t \leq 24h$)

$\theta = 0.85$ (Pour $t \leq 1h$)

Les hypothèses de calcul correspondantes sont les suivantes : (Art A.4.3.2 – BAEL 91 modifiées 99)

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- La résistance du béton tendu est négligée
- Le raccourcissement relatif
- L'allongement relatif de l'acier est limité à 10 ‰
- Le diagramme déformations-contraintes est le suivant : (Art A.4.3.41 – BAEL 91 modifiées 99)

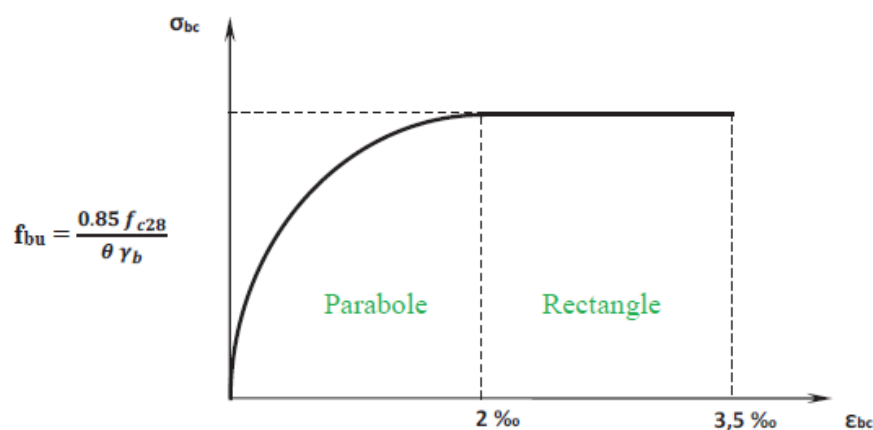


Figure I.1 : Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

A j = 28 jours

- Cas courant : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 1.5$; $\theta = 1 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$
- Cas accidentel : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 1.15$; $\theta = 0,85 \rightarrow f_{bc} = 21,74 \text{ MPa}$
- D'une partie en courbe parabolique, la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- D'une partie rectangulaire (état plastique)

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « Parabole-Rectangle ». Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à **2 ‰** en compression simple.
- D'une partie rectangulaire où **$2 ‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 ‰$** en flexion.

b) Contrainte limite au cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante : (Art A.5.1.1 – BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de l'âme.

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

$\tau_u = \min (0,13.f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ Pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,10.f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

❖ Etat limite de service (ELS) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue. On distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton (éclatement)
- L'état limite de service d'ouverture des fissures (ouvertures)
- L'état limite de service de déformation (flèche)

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

Pour notre cas, on a : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Les hypothèses de calcul correspondantes sont les suivantes : (Art A.4.5.1 – BAEL 91 modifiées)

- Les sections droites et planes avant déformation restent ainsi après déformation.
- Absence de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés linéaires et élastiques, le retrait et le fluage du béton ne sont pas considérés.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est plus grand que celui du béton, l'équivalence est telle que : $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- Un ensemble d'armatures est supposé concentré en un centre de gravité de l'ensemble.

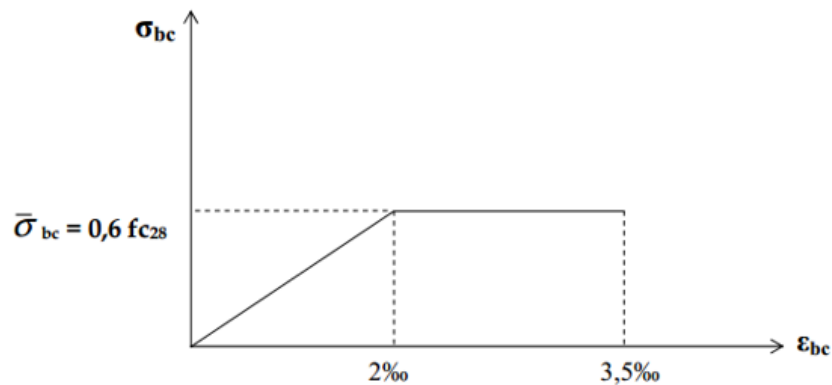


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

- **Poids volumique du béton :**

Le poids volumique du béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

I.4.2 Les aciers :

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression dans le cas d'élancements faibles. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de 10 %).

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 type d'acier dont les caractéristiques sont :

- **Les aciers à haute adhérence (HA) :**

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élastique Fe (MPa)	Résistance à la rupture	Allongement à la rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Acier en barre	Rond lisse FeE 235	R.L	235	410 – 490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE 400	H.S	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T.S) TL 520 ($\phi < 6$)	T.S	520	550	8 ‰	1,3	1

- **Treillis soudé :**

Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement en leurs points de croisement. Les espacements entre axes sont égaux.

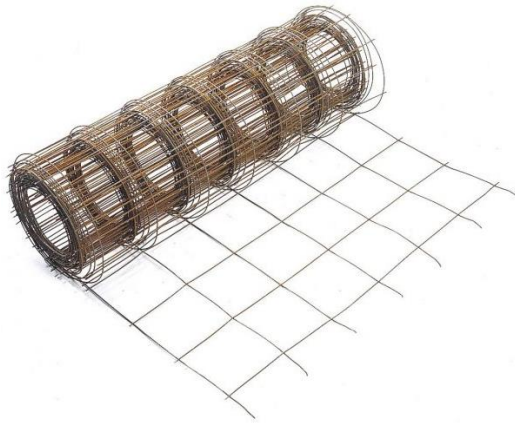


Figure I.3 : Treillis soudé.

I.4.2.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante qu'elle que soit la nuance de l'acier :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ [MPa]} \quad (\text{Art A.2.2.1 – BAEL 91 modifiées 99})$$

I.4.2.2 Contraintes limites :

a) Contraintes limite à l'ELU :

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art A.4.3.2 – BAEL 91 modifiées 99})$$

Avec :

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

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

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,5 \rightarrow$ Pour les situations durables (courantes).

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Pour les situations accidentelles.

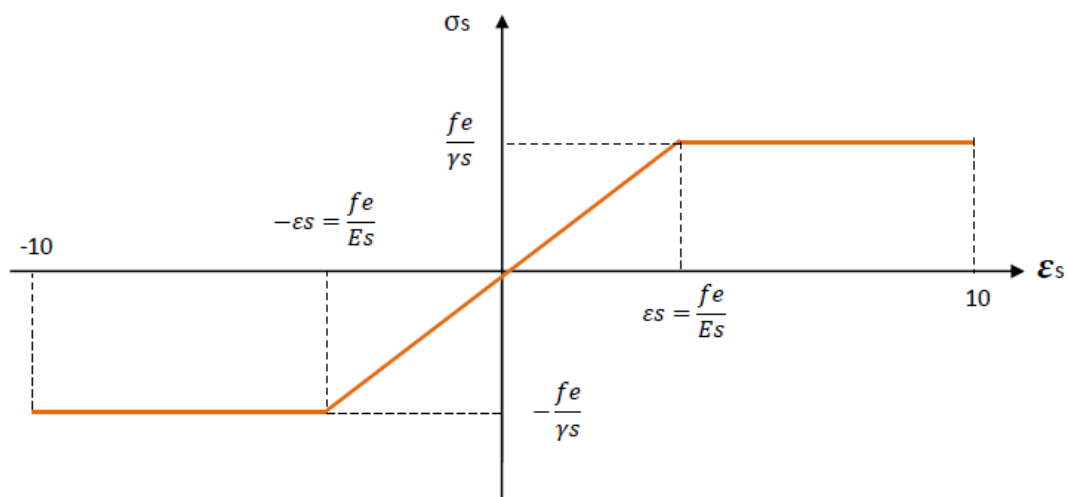


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

b) Contraintes limite à l'ELS :

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures, pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. On distingue trois (03) cas de fissures (BAEL 91 modifiées 99 – Art A.4.5.3) :

1. Fissuration peu nuisible : (Art A.4.5.32 – BAEL 91 modifiées 99)

Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

2. Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5.33 – BAEL 91 modifiées 99)

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration. Dans ce cas, la contrainte est limitée comme suit :

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

3. Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.33 – BAEL 91 modifiées 99)

Dans le cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte traction des armatures est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

η : Coefficient de fissuration.

- $\eta = 1,6$ pour la haute adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.
- $\eta = 1,3$ pour les hautes adhérences (HA) de diamètre < 6 mm.
- $\eta = 1,0$ pour les aciers ronds lisses.

I.4.2.3 Protection des armatures : (Art A.7.2.4 – BAEL 91 modifiées 99)

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

- $C \geq 5$ cm pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1$ cm pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement consiste à des estimations des dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2 Pré dimensionnement des planchers en corps creux :

Dans notre projet, les planchers sont constitués de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée, pour réduire la flèche, le tout est complété par une dalle de compression armée d'un treillis soudé d'épaisseur de 4 à 5 cm.

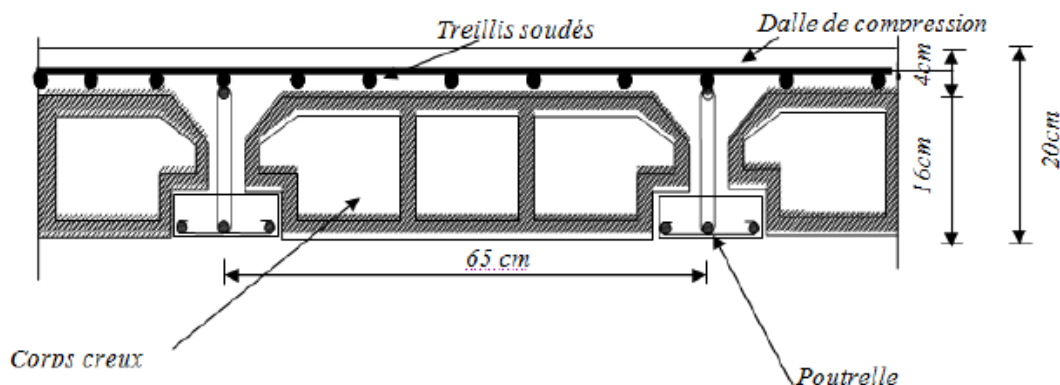


Figure II.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

Ses fonctions essentielles sont :

- La séparation entre les niveaux successifs de la bâtisse.
- La transmission des différentes charges et efforts aux éléments porteurs ou de contreventement.
- La résistance aux charges et surcharges.
- L'isolation thermique et phonique.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \quad \rightarrow \quad h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.424 – BAEL 91 modifiées 99})$$

Avec :

- $L_{\max}$: La portée libre maximale de la plus grande travée, dans le sens des poutrelles en (cm).
- h_t : Hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c \quad \text{Avec :} \quad \begin{array}{l} e_p : \text{épaisseur du corps creux} \\ e_c : \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{array}$$

$$\text{Dans notre cas : } L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_t \geq \frac{375}{22.5} = 16.67 \text{ cm}$$

L'épaisseur adoptée est **(16+4)**, tel que :

- Epaisseur du corps creux = 16 cm
- Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

Soit : $h_t = 20 \text{ cm}$

II.3 Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place, qui transmettent les charges aux éléments verticaux (Poteaux, Voiles).

Les dimensions d'une poutre de section rectangulaire simplement appuyée (poutres isostatiques) sont données par les formules empiriques suivantes (Art A.4.14 – BAEL 91 modifiées 99) :

$$\text{Hauteur de la poutre : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{Largeur de la poutre : } 0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

Avec :

- **h_t** : Hauteur totale de la poutre
- **b** : Largeur de la poutre
- **$L_{\max}$** : Portée libre maximale entre nus d'appuis

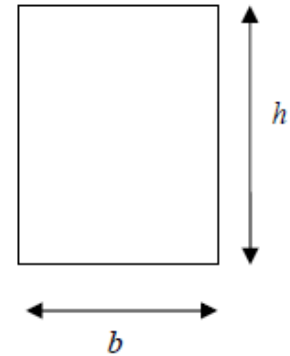


Figure II.2 : Schéma de la poutre.

Elles doivent respecter les dimensions exigées par Art VII.7.5.1 – RPA 99 modifiée 2003 en zone IIa :

- **$b \geq 20 \text{ cm}$**
- **$h_t \geq 30 \text{ cm}$**
- **$h_t/b \leq 4$**

A) Poutres principales : (sens longitudinal)

$$L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$$

$$\frac{415}{15} \leq h_t \leq \frac{415}{10} \rightarrow 27,7 \leq h_t \leq 41,5$$

$$\text{La hauteur adoptée : } h_t = 40 \text{ cm}$$

$$0,4 (35) \leq h_t \leq 0,7 (35) \rightarrow 14 \leq h_t \leq 24,5$$

$$\text{La largeur adoptée : } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification :

- | | | |
|----------------------------|-----------------------------------|----------------------|
| ▪ $b \geq 20 \text{ cm}$ | 30 cm $\geq 20 \text{ cm}$ | (condition vérifiée) |
| ▪ $h_t \geq 30 \text{ cm}$ | 40 cm $\geq 30 \text{ cm}$ | (condition vérifiée) |
| ▪ $h_t/b \leq 4$ | $35/30 = 1,16 \leq 4$ | (condition vérifiée) |

B) Poutres secondaire : (sens transversal)

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

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

$$\text{La hauteur adoptée : } h_t = 35 \text{ cm}$$

$$0,4 (35) \leq h_t \leq 0,7 (35) \rightarrow 14 \leq h_t \leq 24,5$$

$$\text{La largeur adoptée : } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification :

- | | | |
|----------------------------|-----------------------------------|----------------------|
| ▪ $b \geq 20 \text{ cm}$ | 30 cm $\geq 20 \text{ cm}$ | (condition vérifiée) |
| ▪ $h_t \geq 30 \text{ cm}$ | 35 cm $\geq 30 \text{ cm}$ | (condition vérifiée) |
| ▪ $h_t / b \leq 4$ | $35/30 = \mathbf{1,16} \leq 4$ | (condition vérifiée) |

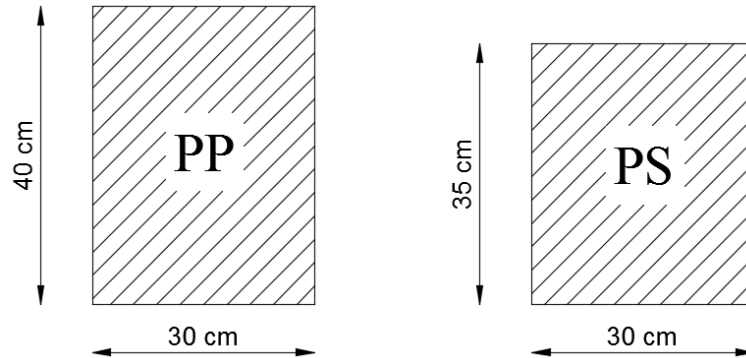


Figure II.3 : Dimensions de la poutre principale et secondaire.

II.4 Détermination des charges et surcharges :

Les charges et surcharges permettant d'effectuer le prédimensionnement des éléments sont déterminées par le document technique réglementaire DTR B.C 2.2 charge permanentes et charges d'exploitation.

A) Les charges permanentes (G) :

- Plancher terrasse inaccessible :

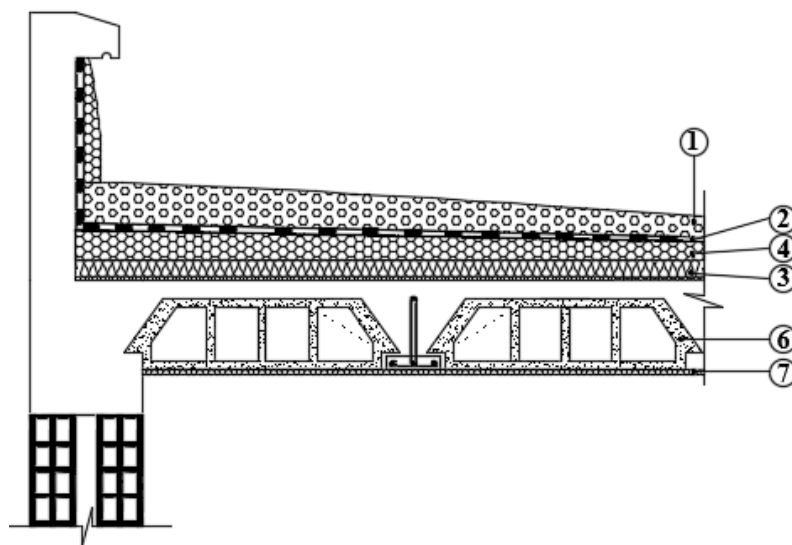


Figure II.4 : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,06	22	1,32
4	Feuille de polyane	0,01	1	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux	0,20	14	2,8
7	Enduit sous plafond en plâtre	0,02	10	0,2
G total =				5,61 KN/m²

Tableau II.1 : Charge permanentes (G) revenant au plancher terrasse inaccessible.

• **Plancher d'étage courant :**

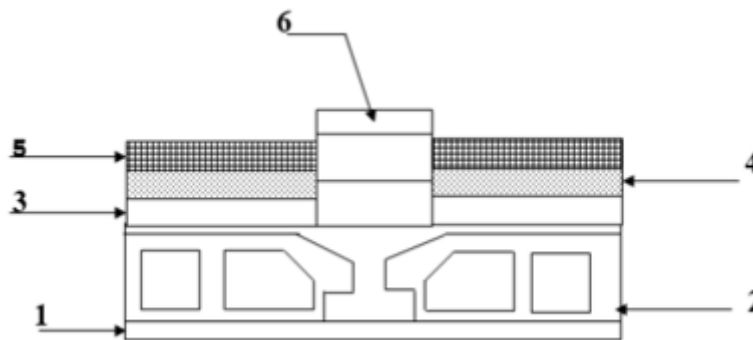


Figure II.5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant.

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Plancher en corps creux	0,20	14	2,80
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Chape en mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
6	Cloison de séparation interne	0,10	9	0,90
G total =				5,24 KN/m²

Tableau II.2 : Charges permanentes (G) revenant au plancher étage courant.

- Murs extérieurs :

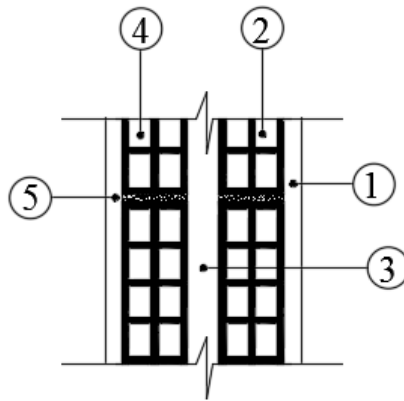


Figure II.6 : Coupe verticale d'une cloison extérieure.

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Lame d'air	0,05	/	0,00
4	Brique creuse	0,10	9	0,90
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G total =				2,36 KN/m²

Tableau II.3 : Charges permanentes (G) revenant aux cloisons extérieures.

- Murs intérieurs :

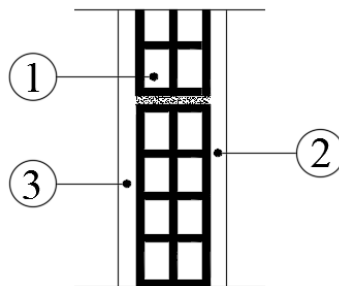


Figure II.7 : Coupe verticale d'une cloison intérieure.

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G total =				1,3 KN/m ²

Tableau II-4 : Charges permanentes (G) revenant aux cloisons intérieures.

B) Les surcharges d'exploitation :

Elles sont données par le DTR B.B. 2.2 comme suit :

- Terrasse inaccessible : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage d'habitation : $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage à usage commercial : $Q = 4,00 \text{ KN/m}^2$
- Escalier : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$
- Balcon : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

II.6 Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations les efforts provenant de la superstructure.

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal :

Cette section transversale est donnée par la relation suivante : $s \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{bc}}$

Avec :

N_s : effort de compression $N_s = G + Q$

S : Section transversale du poteau

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression

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

Pour cela, il sera considéré le poteau le plus sollicité en déterminant les charges et surcharges qui lui reviennent.

A) Surface d'influence :

Le poteau le plus sollicité correspond au croisement des portiques (**D4**).

La surface d'influence : $S_G = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

$$S_1 = 1,55 \times 1,85 = 2,8675 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,55 \times 1,65 = 2,5575 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,85 \times 1,85 = 3,4225 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,85 \times 1,65 = 3,0525 \text{ m}^2$$

La surface d'influence du poteau le plus sollicité est :

$$S_G = 12,27 \text{ m}^2$$

La surface de la section brute :

$$S_{\text{brute}} = 3,7 \times 3,8 = 14,06 \text{ m}^2$$

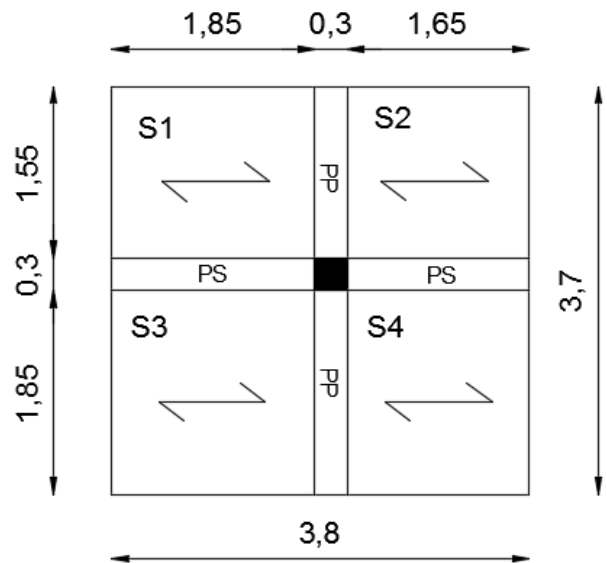


Figure II.8 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

B) Poids propres :

Terrasse :	$G_{\text{total}} \times S_G = 5,61 \times 12,60$	=	68,84 KN
Plancher étages courants :	$G_{\text{total}} \times S_G = 5,24 \times 12,27$	=	64,30 KN
Poutres principales :	$G_{\text{pp}} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times (1,55 + 1,85)$	=	8,93 KN
Poutres secondaires :	$G_{\text{ps}} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times (1,85 + 1,65)$	=	9,19 KN
Poids propre total des poutres :	Gp	=	18,12 KN

Poids propre du poteau (Etagé courant) : $G_{\text{pot}} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = \mathbf{4,78 \text{ KN}}$

En utilisant la section minimale préconisée du RPA pour la zone (II.a), à savoir (25x25) cm²

C) Surcharge d'exploitation :

Plancher terrasse inaccessible :	$Q = 1 \times 12,27$	=	12,27 KN.
Planchers étages courants (habitation) :	$Q = 1,5 \times 12,27$	=	18,41 KN.

D) Descente des charges :

Selon le **DTR B.C. 2.2** ; la descente des charges se fait suivant une dégression qui tient compte de la non-simultanéité des chargements sur les planchers (Article IV.6 – DTR B.C. 2.2).

Cette régression s'applique en fonction du nombre de niveaux de la structure, aussi en fonction des valeurs des surcharges d'exploitation et de la nature d'usage de chaque étage (Article IV.6.3 – DTR B.C. 2.2).

Les règles du BAEL99 exigent l'application de la dégression des charges d'exploitations. Cette loi concerne les bâtiments avec un nombre de niveau $n > 5$ où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendante tel que les bâtiments à usage d'habitation. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour: } n \geq 5$$

Avec :

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

n : Numéro de l'étage du haut vers le bas.

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

Désignation	Q0	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
Niveau (m)	21,42	18,36	15,30	12,24	9,18	6,12	3,06
Coefficient	1	0,95	0,90	0,85	0,8	0,75	0,72

Tableau II.6 : Coefficients de régression des charges.

Niveau		Résultats (KN)
Terrasse	Q0	12,27
6	$Q_0 + Q_1 = 12,27 + (12,27 \times 1,5)$	30,68
5	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 12,27 + 0,95 (2 \times 18,405)$	47,24
4	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12,27 + 0,90 (3 \times 18,405)$	61,96
3	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12,27 + 0,85 (4 \times 18,405)$	74,85
2	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12,27 + 0,80 (5 \times 18,405)$	85,89
1	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12,27 + 0,75 (6 \times 18,405)$	95,09

Tableau II.7 : Application numérique des charges cumulées.

II.7 Vérification des sections des poteaux : (Art VII.7.4 – RPA99 modifié 2003)

Niveau	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G tot	G cumul	Q cumul	Ns = Gc + Qc	S min (cm ²)	S adoptée (cm ²)
Terrasse	68,84	0,00	18,12	86,96	86,96	12,27	99,23	6,615	30×30
Étage 6	64,30	4,78	18,12	87,20	174,16	30,68	204,84	13,656	30×30
Étage 5	64,30	4,78	18,12	87,20	261,36	49,09	310,45	20,670	30×30
Étage 4	64,30	4,78	18,12	87,20	348,56	67,50	416,06	27,671	30×30
Étage 3	64,30	4,78	18,12	87,20	435,76	85,91	521,67	34,778	35×35
Étage 2	64,30	4,78	18,12	87,20	522,96	104,32	627,28	41,819	35×35
Étage 1	64,30	4,78	18,12	87,20	610,16	122,73	732,89	45,859	40×40

Tableau II.8 : Calculs relatifs à chaque niveau et détermination de la section des poteaux.

Min (b1, h1) ≥ 25 cm (Zone II.a)

Min (b1, h1) ≥ he/20

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$$

II.8 Vérification au flambement :

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

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad (\text{Art B.8.4.1 – BAEL 91 modifiées 99})$$

Avec :

$$L_f = L_0 \times 0,707 \quad (\text{Art B.8.3.2 – BAEL 91 modifiées 99})$$

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

$$I : \text{moment d'inertie du poteau} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$B : \text{section transversale du poteau} \quad B = b \times h$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = 0,7 \times L_0 \times \frac{\sqrt{12}}{h}$$

- Pour le 1^{er} étage (poteaux 40×40) : $L_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18,55 < 50$
- Pour le 2^{ème} et 3^{ème} étage (poteaux 35×35) : $L_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 21,20 < 50$
- Pour le 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage (poteaux 30×30) : $L_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 24,73 < 50$

II.9 Prédimensionnement des voiles :

A) Épaisseur :

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

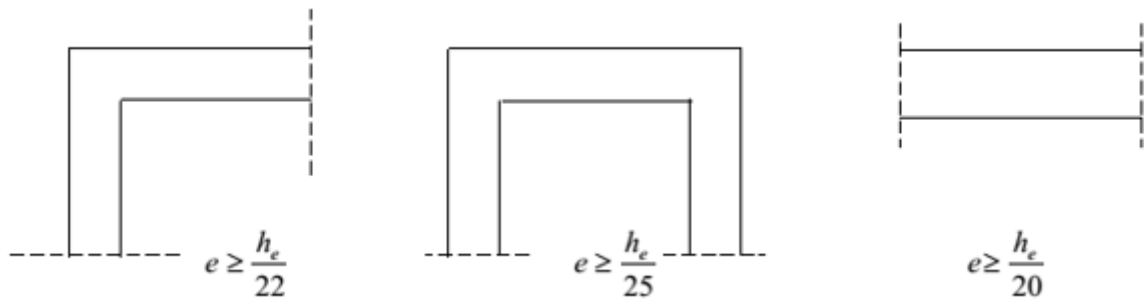


Figure II.9 : Épaisseur des voiles.

$h_e = h - e_p$ Avec : h étant la hauteur de l'étage et e_p l'épaisseur du plancher.

h (m)	e_p (m)	h_e (m)	$e = \frac{h_e}{20}$ (m)	Épaisseur adaptée (cm)
3,06	0,20	2,86	0,14	20

Tableau II.9 : Vérification au flambement.

L'épaisseur adaptée est : $e = 20 \text{ cm}$.

B) La longueur :

La condition suivante doit être vérifiée : $L \geq 4 e$

D'où la longueur minimale : $L_{\min} = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$

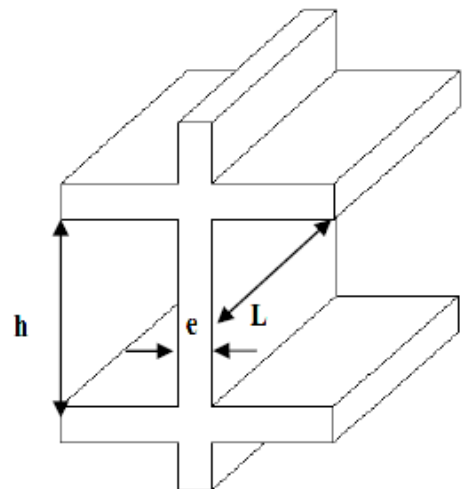


Figure II.10 : Coupe d'un voile en élévation.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

Introduction :

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ils peuvent être isolés et calculé séparément sous l'effet des seules charges qui leur reviennent.

III.1 Calcul de l'acrotère :

III.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, il sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « **G** » et à une poussée latérale « **Q** » due à la main courante provoquant un moment de renversement « **Mr** ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

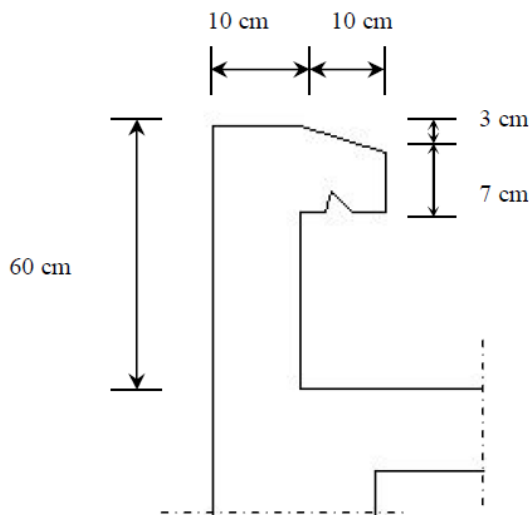


Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

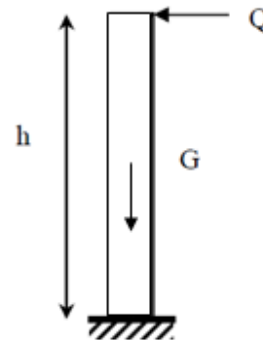


Figure III.1.2 : Schéma statique de l'acrotère.

III.1.2 Calcul des sollicitations :

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

A) Inventaire des charges :

- **Poids propre « G » :** $G = \rho \times S \times 1 \text{ ml} \rightarrow G = 25 \times S$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,6 \right] = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation « Q » (Effort horizontal dû à la main courante) :** $Q = 1 \text{ KN/ml}$

B) Les efforts internes :

Effort normal dû au poids propre « G » :

$$N_G = G \times 1\text{ml} = 1,7125 \text{ KN}$$

Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q » :

$$M_Q = Q \times H \times 1\text{ml} = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant dû à la main courante « Q » :

$$T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

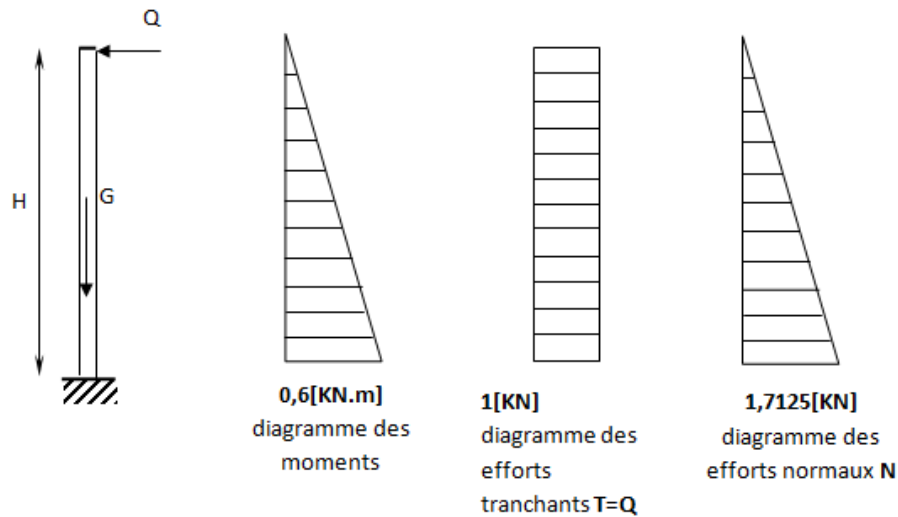


Figure III.1.3 : Diagramme des efforts internes.

III.1.3 Combinaison des efforts : (Art A.3.2.2 – BAEL 91 modifiées 99)

III.1.3.1 A l'état limite ultime (ELU) :

- **Effort normal :**

$$N_u = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot N_Q = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

$$N_u = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN}$$

- **Moment de renversement :**

$$M_u = 1,35 \cdot M_G + 1,5 \cdot M_Q$$

$$M_u = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = 1,5 \times T_Q$$

$$T_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

III.1.3.2 A l'état limite de service (ELS) :

- **Effort normal :**

$$N_s = N_G + N_Q$$

$$N_s = 1,7125 + 0 = 1,7125 \text{ KN}$$

- **Moment de renversement :**

$$M_S = M_G + M_Q$$

$$M_S = 0 + 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_S = T_Q = 1 \text{ KN}$$

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $B = 100 \text{ cm}$, soumise à un effort normal N et à un moment de renversement M .

La fissuration est considérée comme préjudiciable puisque ces éléments sont exposés aux intempéries (variation de température, eau, neige... etc.).

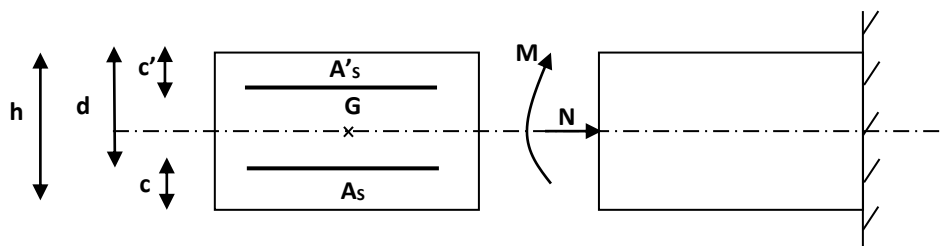


Figure III.1.4 : Schéma de calcul de l'acrotère.

Avec :

h : épaisseur de la section = **10 cm**

b : largeur de la section = **100 cm**

c' : enrobage (c'est la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton) **c' = 2 cm**

d : hauteur utile (**d = h - c = 8 cm**)

M : moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues

III.1.4.1 Calcul a l'ELU :

➤ Position de l'axe neutre :

- Calcul de l'excentricité :

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

Avec :

M_u : moment dû à la compression

N_u : effort de compression

e_u : excentricité

$$\text{Donc : } e_u = \frac{0,9}{2,312} = 0,389 \text{ m} \rightarrow e_u = 38,9 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Donc le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

$\frac{h}{2} - c$: La distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc : La section sera calculée en **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on déduira la section d'armatures réelles « A_s » en **flexion composée**.

➤ **Calcul de la section en flexion simple :**

• **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité des armatures.

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c'$

$$M_f = 2,312 \left[0,389 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \right] = 0,969 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,969 \times 10^3 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,01066$$

Avec :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{bu}}{\gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \rightarrow f_{bu} = \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = 0,01066 < \mu = 0,392 \rightarrow \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

À partir des abaques on tire la valeur de $\rightarrow \beta = 0,995$

• **Armature fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \beta = 0,995$$

$$A_{stf} = \frac{0,969 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,350 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la section en flexion composée :**

• **Armatures réelles :**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2,312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,284 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,284 \text{ cm}^2$$

III.1.4.2 Vérifications à L'ELU :

A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 – BAEL 91 modifiées 99)

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28} (e_s - 0,455 \times d)}{f_e (e_s - 0,185 \times d)}$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,350 \text{ m} \rightarrow e_s = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times (25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1 (35 - 0,455 \times 8)}{400 (35 - 0,185 \times 8)} = 0,90 \text{ cm}^2$$

• Armatures principales :

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2 \geq A_{st} = 0,284 \text{ cm}^2 \rightarrow A = \max (A_{st} ; A_{\min})$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, on adoptera alors la section minimale.

$$A_s = A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

La section d'acier est : $A_{adoptée} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

• Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit : $3\text{HA}8 = 1,50 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$

B) Vérification de l'espacement des barres :

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Armatures de répartitions : $S_t = 20 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

C) Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.1 – BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1,5 \times Q. V_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

Avec :

V_u : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

b : largeur de la barde considérée = 100 cm

d : hauteur utile de la section : $d = h - c$

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

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

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

$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 – BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

$$\Psi_s: \text{Coefficient de scellement droit} = \begin{cases} 1,5 \text{ HA} \\ 1 \text{ rond lisse} \end{cases}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$$

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

Avec :

$$\begin{cases} \sum U_i : \text{Somme des périmètres ultimes des barres.} \\ \sum U_i = \pi \times n \times \varnothing = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

n : Nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,048} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

E) Ancrage des barres : (Art A.6.1.23 – BAEL 91 modifiées 99)

La longueur de scellement l_s est donnée par : $l_s = 40\varnothing = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de $0,6 \times L_s = \mathbf{20 \text{ cm}}$ et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

III.1.4.3 Calcul à L'ELS :

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites est les aciers.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} ; \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

F) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K_1 = 48,29 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,921 \times 8 \times 2,01} = 40,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{48,29} \times 40,51 = 0,839 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Cela veut dire qu'il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

G) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : (Art. A.4.5.23 – BAEL 91 modifiées 99)

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

Avec :

$\eta = 1,6$: Coefficient de fissuration (barres à haut adhérence)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \quad \rightarrow \quad \overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = 40,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

H) 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 ».

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le Tableau III. (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas, zone IIa et groupe 2 $\rightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8. Soit : **C_p = 0,8**

W_p : Poids propre de l'acrotère. $\rightarrow W_p = 1,7125 \text{ KN/ml}$

D'où :

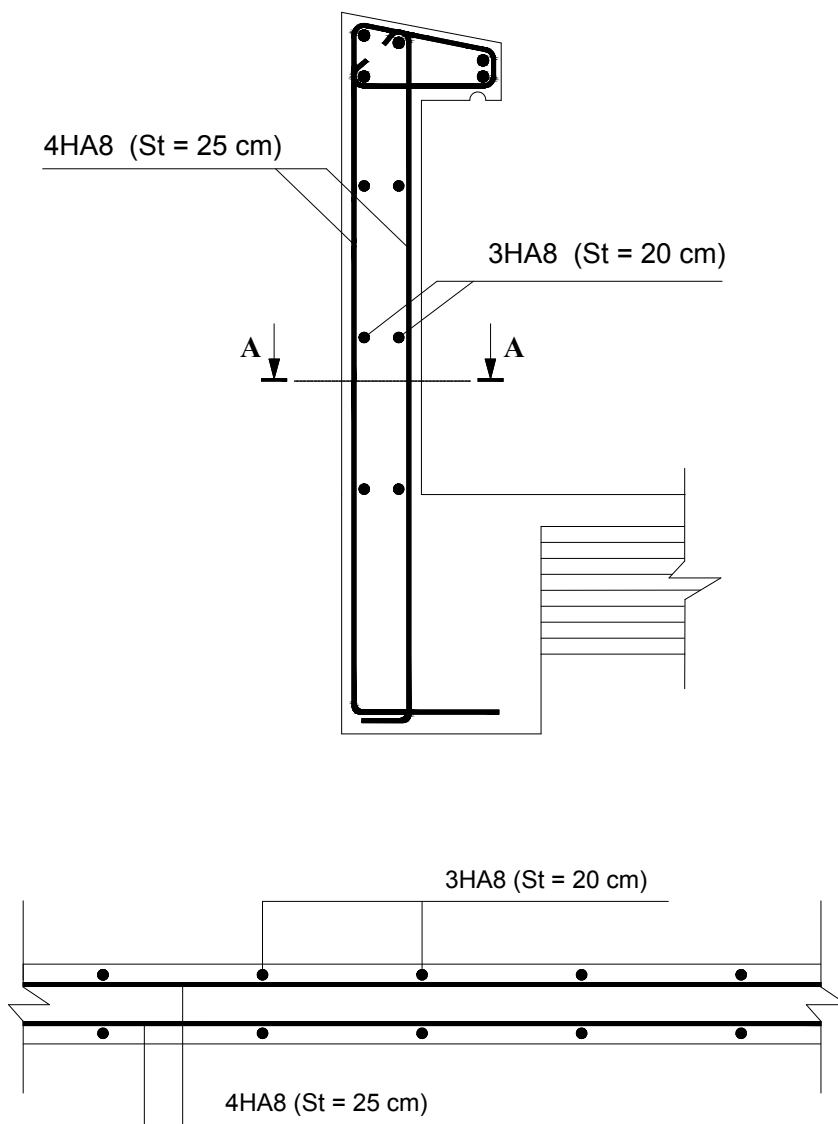
$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN/ml} \leq Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou Faculté du génie de la construction - Département de génie civil		
<u>Etudié par :</u> M^{lle} MOULA Zahra M^{lle} ZAKNOUN Amel	Ferraillage de l'acrotère	<u>Echelle :</u> 1/50
<u>Dirigé par :</u> M^r BOUAFIA		<u>Promotion :</u> 2019-2020

III.2 LES PLANCHERS EN CORPS CREUX :

III.2.1 Introduction :

La structure comporte des planchers en corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude pour deux types de planchers qui diffèrent de leur charge d'exploitation (habitation et terrasse).

Les poutrelles sont de sections en Té, distantes de 65 cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16 cm.

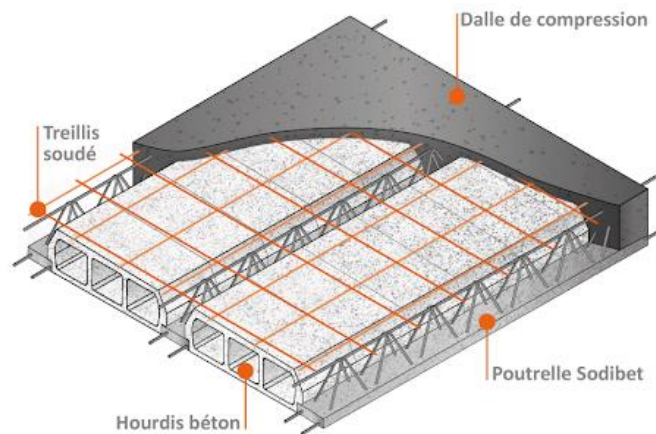


Figure III.2.1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

III.2.2 Ferraillage de la dalle de compression :

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

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

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes qui sont données par le BAEL 91 :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

❖ Calcul des armatures :

▪ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2$$

L' : distance entre axes des poutrelles ($L' = 65 \text{ cm}$)

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé ($f_e = 520 \text{ MPa}$)

▪ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_{//} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2$$

Conclusion : On optera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (200×200) mm² avec un diamètre de $\phi = 4$ mm.

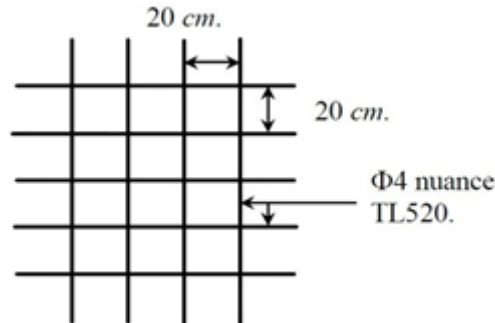


Figure III.2.2 : Schéma du treillis soudé.

III.2.3 Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

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 qui est de 0.95 KN/m² et celui de la main d'œuvre.

• **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 :**

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ kN/ml}$$

• **Surcharge de l'ouvrier :**

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

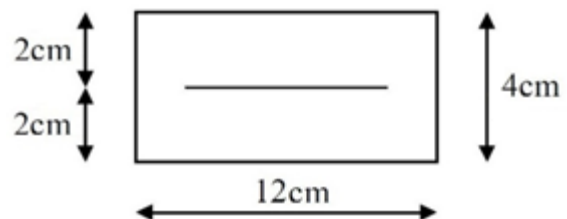


Figure III.2.3 : Dimension de la dalle de compression.

❖ **Calcul de la section d'armature à l'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

- Combinaison de charges : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 1) = 2,5 \text{ kN/ml}$.
- Calcul du moment en travée : $M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 2,5 \times \frac{(4)^2}{8} = 5 \text{ kN.m}$
- Calcul de l'effort tranchant : $T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5 \text{ kN}$

$b = 12 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$. (d : hauteur utile).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5 \times 10^6}{(120) \times (20)^2 \times 14,2} = 7,336 \quad \text{avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 7,336 > \mu_l = 0,392 \rightarrow \quad \underline{\text{LA SECTION EST DOUBLEMENT ARMÉE}}$$

Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaires afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

❖ Calcul du nombre et distances entre étais intermédiaires :

Le moment limite qui correspond à une S.S.A est égale à :

$$M_L = \mu_u \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 = 0,267 \text{ kN.m}$$

Donc, la longueur max entre appuis pour avoir une S.S.A est à :

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{2,5}} = \mathbf{0,92 \text{ m}}$$

2. Après coulage de la dalle de compression :

Après collage, la poutrelle travaille comme une poutre en Té reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ces deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher :

- Pour l'étage courant :

$$\text{Poids propre du plancher : } G = 5,24 \times 0,65 = 3,406 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$$

- Pour l'étage Terrasse inaccessible :

$$\text{Poids propre du plancher : } G = 5,61 \times 0,65 = 3,647 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

• Dimensionnement de la poutrelle :

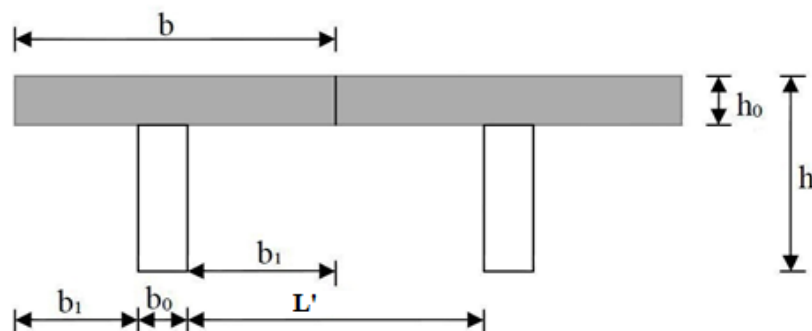


Figure III.2.4 : Dimension de la poutrelle.

Avec :

h : hauteur de la poutrelle (16+4)

h₀ : hauteur de la dalle de compression (h₀ = 4 cm)

b₀ : largeur de la nervure (b₀ = 12 cm)

➤ **Détermination des combinaisons de charges :**

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

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3,406) + 1,5 (0,975) = 6,061 \text{ kN/ml}$$

$$\text{A L'ELS : } q_s = G + Q = 3,406 + 0,975 = 4,381 \text{ kN/ml}$$

2^{ème} type (Terrasse inaccessible) :

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3,647) + 1,5 (0,65) = 5,898 \text{ kN/ml}$$

$$\text{A L'ELS : } q_s = G + Q = 3,647 + 0,65 = 4,297 \text{ kN/ml}$$

III.2.4 Choix de la méthode de calcul :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, il existe trois méthodes de calcul :

- La méthode Forfaitaire
- La méthode de Caquot
- La méthode des trois moments

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :** (Art B.6.2,210 – BAEL 91 modifié 99)

1. La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q = 1,5 \leq \max\{2G; 5 \text{ kN/m}^2\} = 10,48 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité $\Rightarrow$ Condition vérifiée

3. Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{400}{320} = 1,25 \quad ; \quad \frac{360}{400} = 0,94 \quad ; \quad \frac{300}{360} = 0,83 \quad ; \quad \frac{360}{300} = 1,2 \quad ; \quad \frac{400}{360} = 1,1 \quad ; \quad \frac{320}{400} = 0,8$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements $\Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion : Les 4 conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

❖ **Principe de la méthode :**

Le rapport « α » des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,24+1,5} = 0,223 \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,067 \quad ; \quad \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,633 \quad ; \quad \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,533$$

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

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

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} \quad \text{Avec « L » : longueur entre nus d'appuis.}$$

M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

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

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad : \quad \text{Dans une travée de rive}$$

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

0,6 M : pour une poutre de deux travées.

0,5 M₀ : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travées.

0,4 M₀ : pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre ont plus de trois travées.

0,3 M₀ : pour les appuis de rives.

Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de $M_a = 0,3 \times M_0$

❖ **Cas 1** : Une poutre à 7 travées.

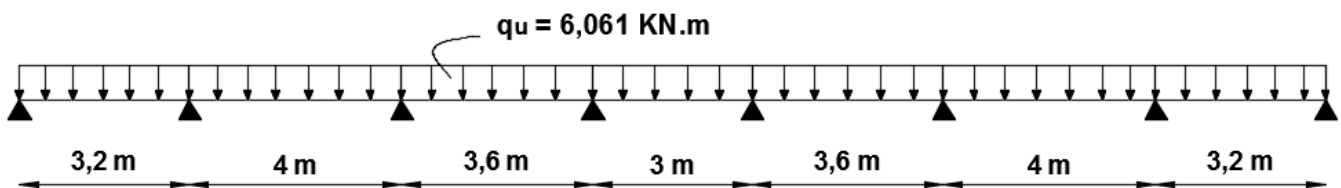


Figure III.2.5 : Schéma statique de la poutrelle à 7 travées.

➤ Calcul des moments fléchissant :

• Calculs des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

$$M_{01} = M_{07} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,061 \times 3,2^2}{8} = 7,758 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{06} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,061 \times 4^2}{8} = 12,122 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = M_{05} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,061 \times 3,6^2}{8} = 9,819 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,061 \times 3^2}{8} = 6,819 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 7,758 = 2,327 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \times \max [M_{01} ; M_{02}] = 0,5 \times 12,122 = 6,061 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \times \max [M_{02} ; M_{03}] = 0,4 \times 12,122 = 4,849 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \times \max [M_{03} ; M_{04}] = 0,4 \times 9,819 = 3,928 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \times \max [M_{04} ; M_{05}] = 0,4 \times 9,819 = 3,928 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4 \times \max [M_{05} ; M_{06}] = 0,4 \times 12,122 = 4,849 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,5 \times \max [M_{06} ; M_{07}] = 0,5 \times 12,122 = 6,061 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0,4 \times M_{07} = 0,3 \times 7,758 = 2,327 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

Travée AB :

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq \max [1,05 M_{01} ; (1 + 0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2} = (1,067 \times 7,758) - \frac{2,327 + 6,061}{2} = 4,084 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,633 \times 7,758 = 4,911 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : **$M_{tAB} = 4,911 \text{ KN.m}$**

Travée BC :

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq \max [1,05 M_{02} ; (1 + 0,3\alpha) M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2} = (1,067 \times 12,122) - \frac{6,061 + 4,849}{2} = 7,479 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,533 \times 12,122 = 6,473 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : **$M_{tBC} = 7,479 \text{ KN.m}$**

Travée CD :

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq \max [1,05 M_{03} ; (1 + 0,3\alpha) M_{03}] - \frac{M_C + M_D}{2} = (1,067 \times 9,819) - \frac{4,849 + 3,928}{2} = 6,089 \text{ KN.m} \\ M_{tCD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,533 \times 9,819 = 5,243 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : **$M_{tCD} = 6,089 \text{ KN.m}$**

Travée DE :

$$\begin{cases} M_{tDE} \geq \max [1,05 M_{04} ; (1 + 0,3\alpha) M_{04}] - \frac{M_D + M_E}{2} = (1,067 \times 6,819) - \frac{3,928 + 3,928}{2} = 3,348 \text{ KN.m} \\ M_{tDE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} = 0,533 \times 6,819 = 3,634 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : **$M_{tDE} = 3,634 \text{ KN.m}$**

Travée EF :

$$\begin{cases} M_{tEF} \geq \max [1,05 M_{05} ; (1 + 0,3\alpha) M_{03}] - \frac{M_E + M_F}{2} = (1,067 \times 9,819) - \frac{3,928 + 4,849}{2} = 6,089 \text{ KN.m} \\ M_{tEF} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{05} = 0,533 \times 9,819 = 5,243 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : **$M_{tEF} = 6,089 \text{ KN.m}$**

Travée FG :

$$\begin{cases} M_{tFG} \geq \max [1,05 M_{06} ; (1 + 0,3\alpha) M_{06}] - \frac{M_F + M_G}{2} = (1,067 \times 12,122) - \frac{4,849 + 6,061}{2} = 7,479 \text{ KN.m} \\ M_{tFG} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{06} = 0,533 \times 12,122 = 6,473 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{tFG} = 7,479 \text{ KN.m}$

Travée GH :

$$\begin{cases} M_{tGH} \geq \max [1,05 M_{07} ; (1 + 0,3\alpha) M_{07}] - \frac{M_G + M_H}{2} = (1,067 \times 7,758) - \frac{6,061 + 2,327}{2} = 4,084 \text{ KN.m} \\ M_{tGH} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{07} = 0,633 \times 7,758 = 4,911 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{tGH} = 4,911 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des efforts tranchants :**Travée AB :**

$$\begin{cases} V_A = q_u \times \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B + M_A}{L_{AB}} = 6,061 \times \frac{3,2}{2} + \frac{(-6,061) - (-2,327)}{3,2} = 8,531 \text{ KN} \\ V_B = -q_u \times \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B + M_A}{L_{AB}} = -6,061 \times \frac{3,2}{2} + \frac{(-6,061) - (-2,327)}{3,2} = -10,864 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} V_B = q_u \times \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C + M_B}{L_{BC}} = 6,061 \times \frac{4}{2} + \frac{(-4,849) - (-6,061)}{4} = 12,425 \text{ KN} \\ V_C = -q_u \times \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C + M_B}{L_{BC}} = -6,061 \times \frac{4}{2} + \frac{(-4,849) - (-6,061)}{4} = -11,819 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} V_C = q_u \times \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D + M_C}{L_{CD}} = 6,061 \times \frac{3,6}{2} + \frac{(-3,928) - (-4,849)}{3,6} = 11,166 \text{ KN} \\ V_D = -q_u \times \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D + M_C}{L_{CD}} = -6,061 \times \frac{3,6}{2} + \frac{(-3,928) - (-4,849)}{3,6} = -10,654 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée DE :

$$\begin{cases} V_D = q_u \times \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E + M_D}{L_{DE}} = 6,061 \times \frac{3}{2} + \frac{(-3,928) - (-3,928)}{3} = 9,092 \text{ KN} \\ V_E = -q_u \times \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E + M_D}{L_{DE}} = -6,061 \times \frac{3}{2} + \frac{(-3,928) - (-3,928)}{3} = -9,092 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée EF :

$$\begin{cases} V_E = q_u \times \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F + M_E}{L_{EF}} = 6,061 \times \frac{3,6}{2} + \frac{(-4,849) - (-3,928)}{3,6} = 10,654 \text{ KN} \\ V_F = -q_u \times \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F + M_E}{L_{EF}} = -6,061 \times \frac{3,6}{2} + \frac{(-4,849) - (-3,928)}{3,6} = -11,166 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée FG :

$$\begin{cases} V_F = q_u \times \frac{L_{FG}}{2} + \frac{M_G + M_F}{L_{FE}} = 6,061 \times \frac{4}{2} + \frac{(-6,061) - (-4,849)}{4} = 11,819 \text{ KN} \\ V_G = -q_u \times \frac{L_{FG}}{2} + \frac{M_G + M_F}{L_{FG}} = -6,061 \times \frac{4}{2} + \frac{(-6,061) - (-4,849)}{4} = -12,425 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée GH :

$$\begin{cases} V_G = q_u \times \frac{L_{GH}}{2} + \frac{M_H + M_G}{L_{GH}} = 6,061 \times \frac{3,2}{2} + \frac{(-2,327) - (-6,061)}{3,2} = 10,864 \text{ KN} \\ V_H = -q_u \times \frac{L_{GH}}{2} + \frac{M_H + M_G}{L_{GH}} = -6,061 \times \frac{3,2}{2} + \frac{(-2,327) - (-6,061)}{3,2} = -8,531 \text{ KN} \end{cases}$$

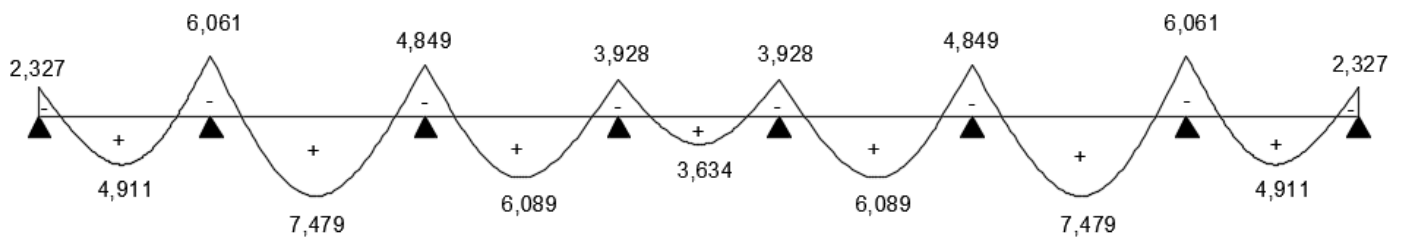
➤ **Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU) :**

Figure III.2.6 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

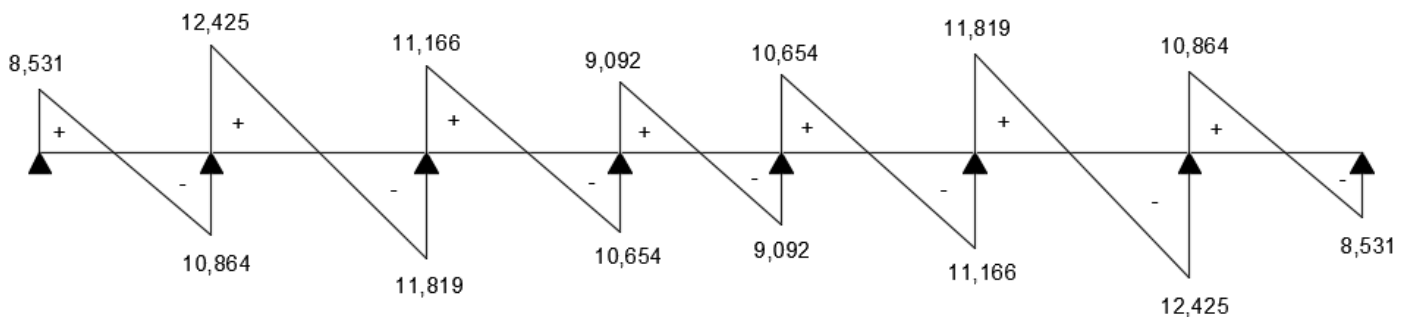


Figure III.2.7 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

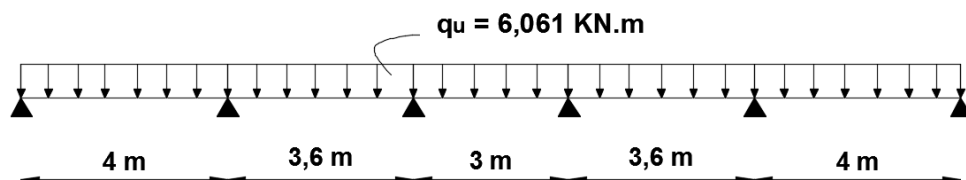
❖ **Cas 2 :** Une poutre à 5 travées

Figure III.2.8 : Schéma statique de la poutre à 3 travées.

➤ Calcul des moments fléchissant :

- Calculs des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

$$M_{01} = M_{05} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,061 \times 4^2}{8} = 12,122 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,061 \times 3,6^2}{8} = 9,819 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,061 \times 3^2}{8} = 6,819 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 12,122 = 3,637 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \times \max [M_{01} ; M_{02}] = 0,5 \times 12,122 = 6,061 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \times \max [M_{02} ; M_{03}] = 0,4 \times 9,819 = 3,928 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \times \max [M_{03} ; M_{04}] = 0,4 \times 9,819 = 3,928 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \times \max [M_{04} ; M_{05}] = 0,5 \times 12,122 = 6,061 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 \times M_{05} = 0,3 \times 12,122 = 3,637 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées :

Travée AB :

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq \max [1,05 M_{01} ; (1 + 0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2} = (1,067 \times 12,122) - \frac{3,637 + 6,061}{2} = 8,085 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,633 \times 12,122 = 7,673 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{tAB} = 8,085 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq \max [1,05 M_{02} ; (1 + 0,3\alpha) M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2} = (1,067 \times 9,819) - \frac{6,061 + 3,928}{2} = 5,482 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,533 \times 9,819 = 5,243 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{tBC} = 5,482 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq \max [1,05 M_{03} ; (1 + 0,3\alpha) M_{03}] - \frac{M_C + M_D}{2} = (1,067 \times 6,819) - \frac{3,928 + 3,928}{2} = 3,347 \text{ KN.m} \\ M_{tCD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,533 \times 6,819 = 3,641 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{tCD} = 3,641 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$\begin{cases} M_{tDE} \geq \max [1,05 M_{04} ; (1 + 0,3\alpha) M_{04}] - \frac{M_D + M_E}{2} = (1,067 \times 6,819) - \frac{3,928 + 6,061}{2} = 5,482 \text{ KN.m} \\ M_{tDE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} = 0,533 \times 6,819 = 5,243 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{tDE} = 5,482 \text{ KN.m}$

Travée EF :

$$\begin{cases} M_{tEF} \geq \max [1,05 M_{05} ; (1 + 0,3\alpha) M_{03}] - \frac{M_E + M_F}{2} = (1,067 \times 9,819) - \frac{6,061 + 3,637}{2} = 8,085 \text{ KN.m} \\ M_{tEF} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{05} = 0,633 \times 9,819 = 7,673 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{tEF} = 8,085 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des efforts tranchants :**Travée AB :**

$$\begin{cases} V_A = q_u \times \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B + M_A}{L_{AB}} = 6,061 \times \frac{3,2}{2} + \frac{(-6,061) - (-3,637)}{3,2} = 11,516 \text{ KN} \\ V_B = -q_u \times \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B + M_A}{L_{AB}} = -6,061 \times \frac{3,2}{2} + \frac{(-6,061) - (-3,637)}{3,2} = -12,728 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} V_B = q_u \times \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C + M_B}{L_{BC}} = 6,061 \times \frac{4}{2} + \frac{(-3,928) - (-6,061)}{4} = 11,502 \text{ KN} \\ V_C = -q_u \times \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C + M_B}{L_{BC}} = -6,061 \times \frac{4}{2} + \frac{(-3,928) - (-6,061)}{4} = -10,317 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} V_C = q_u \times \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D + M_C}{L_{CD}} = 6,061 \times \frac{3,6}{2} + \frac{(-3,928) - (-3,928)}{3,6} = 9,092 \text{ KN} \\ V_D = -q_u \times \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D + M_C}{L_{CD}} = -6,061 \times \frac{3,6}{2} + \frac{(-3,928) - (-3,928)}{3,6} = -9,092 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée DE :

$$\begin{cases} V_D = q_u \times \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E + M_D}{L_{DE}} = 6,061 \times \frac{3}{2} + \frac{(-6,061) - (-3,928)}{3} = 10,317 \text{ KN} \\ V_E = -q_u \times \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E + M_D}{L_{DE}} = -6,061 \times \frac{3}{2} + \frac{(-6,061) - (-3,928)}{3} = -11,502 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée EF :

$$\begin{cases} V_E = q_u \times \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F + M_E}{L_{EF}} = 6,061 \times \frac{3,6}{2} + \frac{(-3,637) - (-6,061)}{3,6} = 12,728 \text{ KN} \\ V_F = -q_u \times \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F + M_E}{L_{EF}} = -6,061 \times \frac{3,6}{2} + \frac{(-3,637) - (-6,061)}{3,6} = -11,516 \text{ KN} \end{cases}$$

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

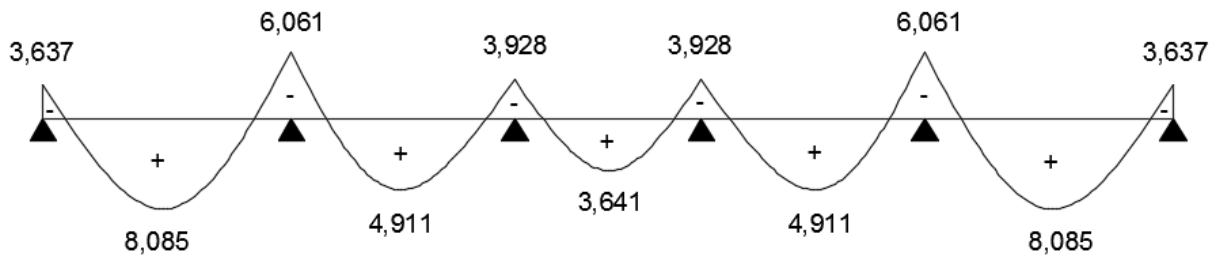


Figure III.2.9 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

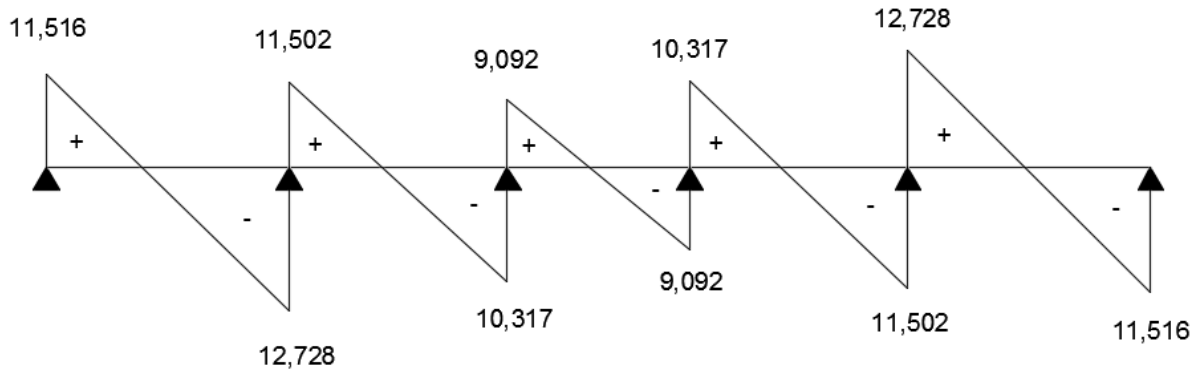


Figure III.2.10 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

❖ Cas 3 : Poutre à 3 travées

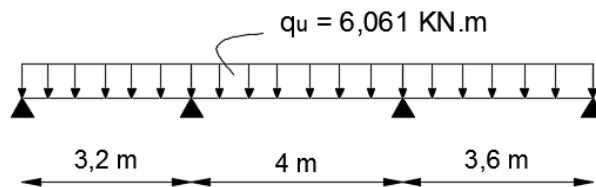


Figure III.2.11 : Schéma statique de la poutre à 3 travées.

➤ Calcul des moments fléchissant :

- Calculs des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

$$M_{01} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,061 \times 3,2^2}{8} = 7,758 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,061 \times 4^2}{8} = 12,122 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,061 \times 3^2}{8} = 9,819 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 7,758 = 2,327 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \times \max [M_{01} ; M_{02}] = 0,5 \times 12,122 = 6,061 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \times \max [M_{02} ; M_{03}] = 0,5 \times 12,122 = 6,061 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 \times M_{03} = 0,3 \times 7,758 = 2,946 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments en travées :**

Travée AB :

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq \max [1,05 M_{01} ; (1 + 0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2} = (1,067 \times 7,758) - \frac{2,327 + 6,061}{2} = 4,084 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,633 \times 7,758 = 4,911 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{tAB} = 4,911 \text{ KN.m}$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq \max [1,05 M_{02} ; (1 + 0,3\alpha) M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2} = (1,067 \times 12,122) - \frac{6,061 + 6,061}{2} = 6,873 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,533 \times 12,122 = 6,461 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{tBC} = 6,873 \text{ KN.m}$

Travée CD :

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq \max [1,05 M_{03} ; (1 + 0,3\alpha) M_{03}] - \frac{M_C + M_D}{2} = (1,067 \times 9,819) - \frac{6,061 + 2,946}{2} = 5,973 \text{ KN.m} \\ M_{tCD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,533 \times 9,819 = 5,215 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{tCD} = 5,215 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = q_u \times \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B + M_A}{L_{AB}} = 6,061 \times \frac{3,2}{2} + \frac{(-6,061) - (-2,327)}{3,2} = 8,531 \text{ KN} \\ V_B = -q_u \times \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B + M_A}{L_{AB}} = -6,061 \times \frac{3,2}{2} + \frac{(-6,061) - (-2,327)}{3,2} = -10,864 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} V_B = q_u \times \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C + M_B}{L_{BC}} = 6,061 \times \frac{4}{2} + \frac{(-6,061) - (-6,061)}{4} = 12,122 \text{ KN} \\ V_C = -q_u \times \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C + M_B}{L_{BC}} = -6,061 \times \frac{4}{2} + \frac{(-6,061) - (-6,061)}{4} = -12,122 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} V_C = q_u \times \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D + M_C}{L_{CD}} = 6,061 \times \frac{3,6}{2} + \frac{(-2,946) - (-6,061)}{3,6} = 11,775 \text{ KN} \\ V_D = -q_u \times \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D + M_C}{L_{CD}} = -6,061 \times \frac{3,6}{2} + \frac{(-2,946) - (-6,061)}{3,6} = -10,044 \text{ KN} \end{cases}$$

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

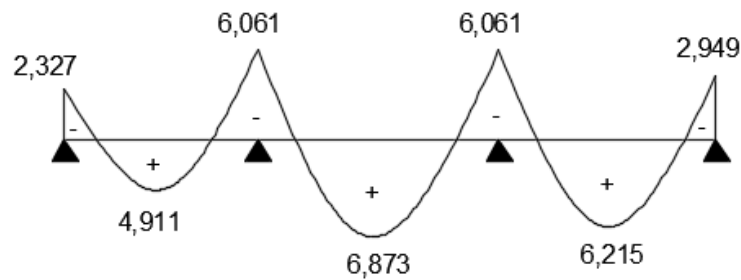


Figure III.2.12 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

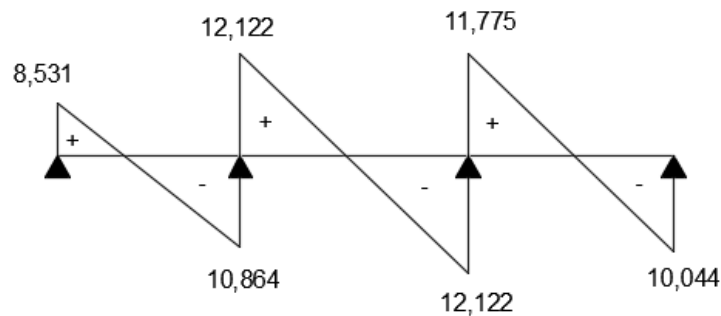


Figure III.2.11 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

❖ Cas 4 : Poutre à 2 travées

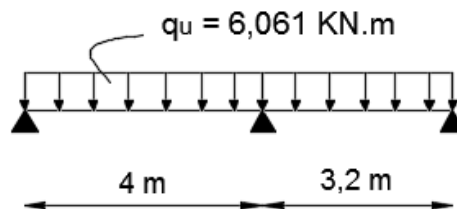


Figure III.2.12 : Schéma statique de la poutre à 2 travées.

➤ Calcul des moments fléchissant :

- Calculs des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

$$M_{01} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,061 \times 4^2}{8} = 12,122 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,061 \times 3,2^2}{8} = 7,758 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 12,122 = 3,637 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \times \max [M_{01} ; M_{02}] = 0,6 \times 12,122 = 7,273 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 \times M_{02} = 0,3 \times 7,758 = 2,327 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées :

Travée AB :

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq \max [1,05 M_{01} ; (1 + 0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2} = (1,067 \times 12,122) - \frac{3,637 + 7,273}{2} = 7,479 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,633 \times 12,122 = 7,673 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{tAB} = 7,673 \text{ KN.m}$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq \max [1,05 M_{02} ; (1 + 0,3\alpha) M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2} = (1,067 \times 7,758) - \frac{7,273 + 2,327}{2} = 3,478 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,633 \times 7,758 = 4,911 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{tBC} = 4,911 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = q_u \times \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B + M_A}{L_{AB}} = 6,061 \times \frac{4}{2} + \frac{(-7,273) - (-3,637)}{4} = 11,213 \text{ KN} \\ V_B = -q_u \times \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B + M_A}{L_{AB}} = -6,061 \times \frac{4}{2} + \frac{(-7,273) - (-3,637)}{4} = -13,031 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} V_B = q_u \times \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C + M_B}{L_{BC}} = 6,061 \times \frac{3,2}{2} + \frac{(-3,637) - (-7,273)}{3,2} = 10,834 \text{ KN} \\ V_C = -q_u \times \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C + M_B}{L_{BC}} = -6,061 \times \frac{3,2}{2} + \frac{(-3,637) - (-7,273)}{3,2} = -8,561 \text{ KN} \end{cases}$$

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

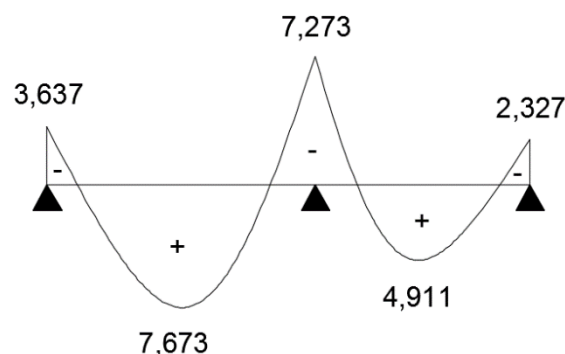


Figure III.2.13 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

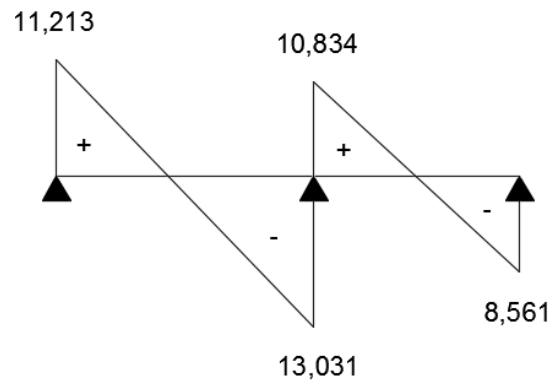


Figure III.2.14 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

III.2.5 Calcul des armatures à ELU :

➤ Armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximum :

En travée : $M_u = 8,085 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_u = 6,061 \text{ KN.m}$

a) En travée :

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

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

Le moment d'équilibre par la table de compression :

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^6 = 59072 \text{ N.m} = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 8,085 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression $\Rightarrow$ le calcul se fera comme pour une section rectangulaire $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,085 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_l = 0,027 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,027 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,085 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

b) Aux appuis :

La table de compression se trouve dans la partie tendue de la section, donc nous aurons à étudier une section rectangulaire de $(12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_a^{\max} = 6,061 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,061 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,110$$

$$\mu = 0,110 < \mu_l = 0,027 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,110 \Rightarrow \beta = 0,942$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,061 \times 10^3}{0,942 \times 18 \times 348} = 1,03 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales :**

- Possibilités de bétonnage correct : (Art A.5.1,22 – BAEL 91 modifié 99)

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

$$\phi_t \leq \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre

b_0 : largeur de l'âme

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales

$$\text{Donc : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35} ; 10 ; \frac{120}{10} \right\} = \min \{5,71 ; 10 ; 12\} = 5,71 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

- Section minimale d'armatures d'âme : (Art A.5.1,22 – BAEL 91 modifié 99)

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , on doit avoir :

$$\frac{A_t}{b_0} \times \frac{f_e}{\sigma_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times \frac{b_0}{f_e} \times S_t$$

L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à la plus petite des deux valeurs : $0,9 \times d$ et 40 cm.

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

$$S_t \leq \min \{16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 16,2 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,4 \times \frac{12}{400} \times 15 = 0,18 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en HA6, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité de la poutrelle.

➤ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) :**

- Ancrages rectilignes : (Art A.5.1,22 – BAEL 91 modifié 99)

La longueur de l'ancrage droit nécessaire : Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour HA)

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{100 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$$\text{Donc : } L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm}$$

III.2.6 Les Vérifications à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2,1 – BAEL 91 modifié 99)

• **En travée :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

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

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Vérification de la contrainte d'adhérence :** (Art A.6.1,3 – BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} < \bar{\tau} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : ψ_s : coefficient de scellement (1,5 pour les aciers HA)

- **En travée :**

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{12,728 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,834 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,834 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 1 \times 3,14 \times 12 = 37,68 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{12,728 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37,68} = 2,085 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,085 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Vérification de l'effort tranchant :** (Art A.5.1,2 – BAEL 91 modifié 99)

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{12,728 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,2 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,321 – BAEL 91 modifié 99)

$$T_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12}{1,5} = 129,6 \text{ KN} \quad \text{avec : } a = 0,9 \times d$$

- Appuis de rive :

$$T_u^{max} = 11,516 \text{ KN} < T_u = 129,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$T_u^{max} = 12,728 \text{ KN} < T_u = 129,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :
[BAEL91/Art. A.5.1.3,13]

$$\text{On vérifie : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(T_u^{max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

- Appuis de rive :

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \times \left(11,516 \times 10^3 - \frac{6,061 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = -74,456 \text{ mm}^2 = -0,74 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > -0,74 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \times \left(12,728 \times 10^3 - \frac{8,085 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = -106,891 \text{ mm}^2 = -1,06 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > -1,06 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.7 Calcul à l'ELS :

- Combinaison de charge à l'ELS :

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge (q_u). Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par (q_s) et de diviser par (q_u) pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.381}{6.061} = 0,723$$

❖ Cas 1 : Une poutre à 7 travées.

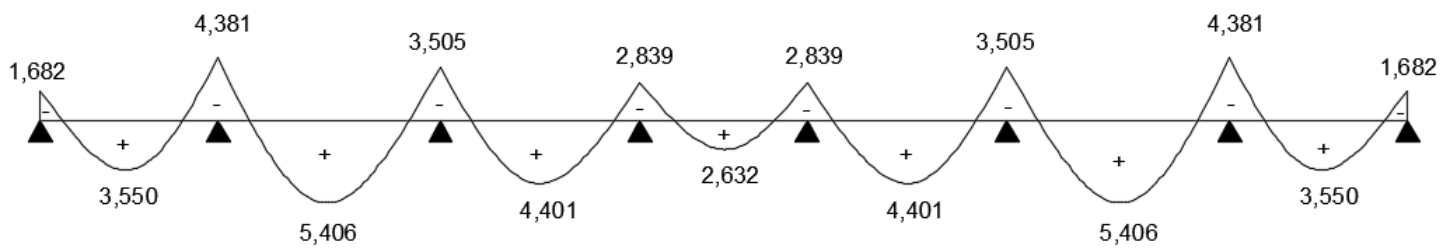


Figure III.2.15 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

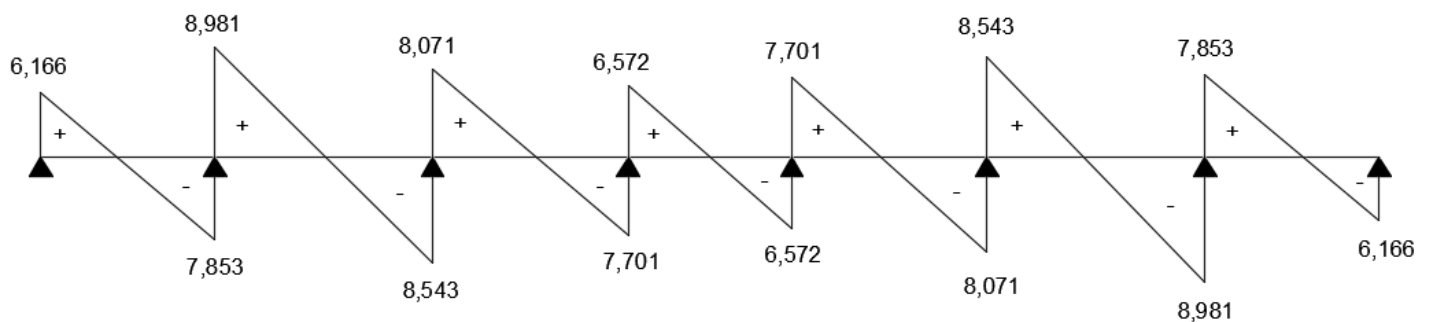


Figure III.2.16 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

❖ Cas 2 : Une poutre à 5 travées

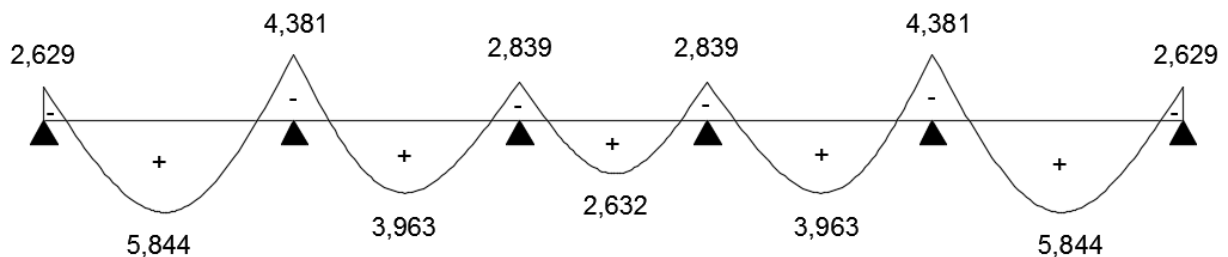


Figure III.2.17 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

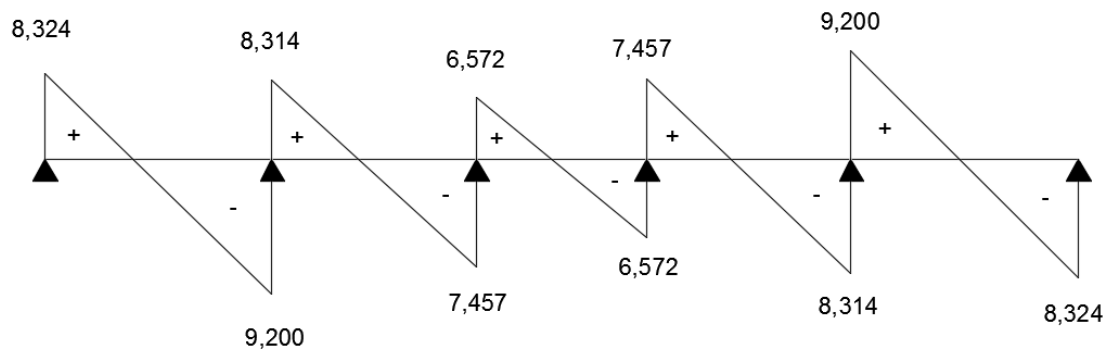


Figure III.2.18 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

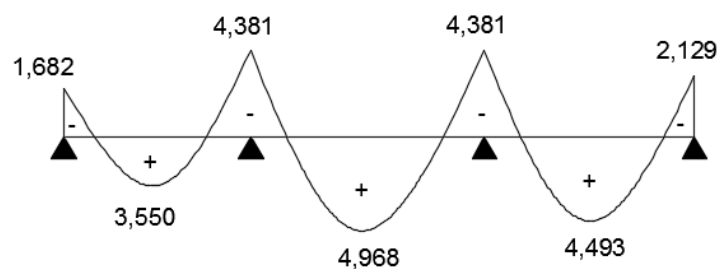
❖ **Cas 3** : Une poutre à 3 travées


Figure III.2.19 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

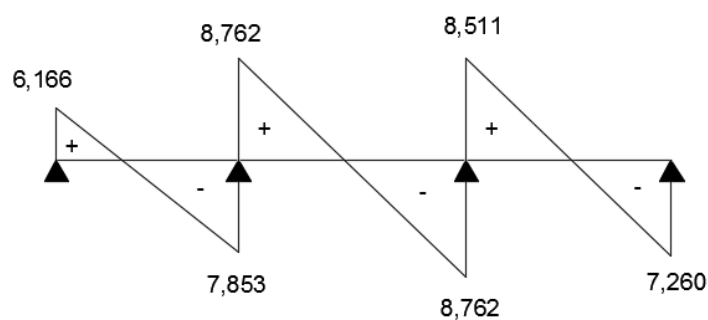


Figure III.2.20 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

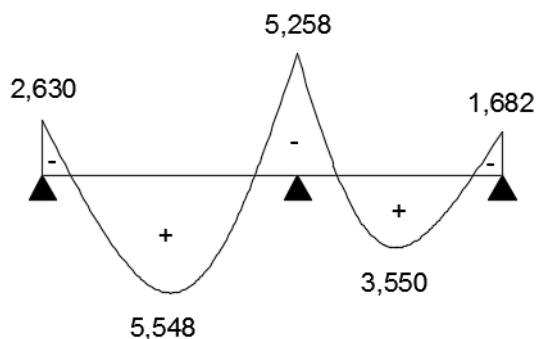
❖ **Cas 4** : Une poutre à 2 travées


Figure III.2.21 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

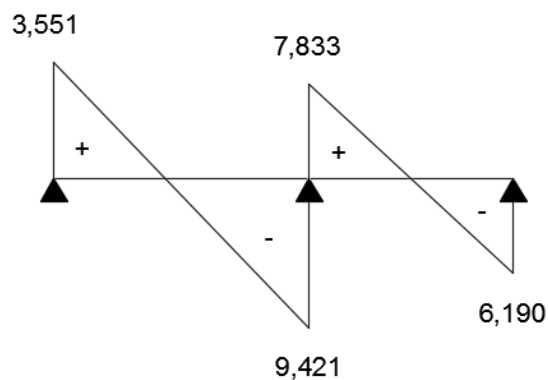


Figure III.2.21 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

III.2.8 Vérifications à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications à faire sont :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5,32 – BAEL 91 modifié 99)

Les fissurations dans les éléments situés dans les locaux couverts peu nuisibles, dans ce cas y'a pas de vérification à effectuer.

b) Etat limite de résistance du béton à la compression : (Art A.4.5,2 – BAEL 91 modifié 99)

On doit vérifier que dans le béton : $\sigma_{bc} = K_1 \times \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{t28} = 15 \text{ MPa}$

Et que dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

➤ **Contrainte dans le béton :**

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,09 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow K_1 = 19,72$$

$$M_t = 5,844 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{5,845 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 161,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 161,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19,72} = 0,051$$

$$\sigma_{bc} = 131,506 \times 0,051 = 8,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \rightarrow \beta_1 = 0,892 \rightarrow K_1 = 31,30$$

$$M_a = 4,381 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{4,381 \times 10^3}{0,892 \times 18 \times 1,13} = 241,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 241,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{31,30} = 0,032$$

$$\sigma_{bc} = 131,506 \times 0,032 = 7,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans l'acier :**

• **Aux appuis :**

$$\sigma_{st} = 126,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\sigma_{st} = 132,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche : (Art B.6.8,424 – BAEL 91 modifié 99)

Les déformations des différents éléments du plancher doivent rester suffisamment faible pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, pour ne pas occasionner des désordres dans les éléments porteurs, et pour que les revêtements, les cloisons ou autre ouvrages supportés s'il en existe ne

soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite des déformations excessives de leurs supports. Les déformations ne doivent également pas conduire par leurs effets à une redistribution des efforts susceptibles de remettre en cause certaines des hypothèses de calcul. S'il y a lieu de se prémunir contre l'un des risques précédents, on doit justifier de l'état limite de déformation par un calcul de flèche qui ne doit pas dépasser la valeur limite. Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{aligned} 1) \quad & \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \quad & \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ 3) \quad & \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

M₀ : Moment isostatique maximum.

L : Portée entre nus d'appuis.

M_t : Moment max en travée.

b₀ : Largeur de la nervure.

d : Hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0,05 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 \geq \frac{5,845}{10 \times 12,122} = 0,048 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,0108 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est indispensable.

➤ **Valeur limite des flèches** : (Art B.6.5,3 – BAEL 91 modifié 99)

Les valeurs limites des flèches liées au bon comportement des revêtements et des cloisons dans le cas des éléments supports reposant sur deux appuis sont :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Pour } L \leq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \quad \text{Pour } L > 5 \text{ m}$$

$$\text{Dans notre cas : } L_{max} = 4 \text{ m} < 5 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \bar{f} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

❖ **Calcul de la flèche** :

$$\text{On doit vérifier que : } f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$I_{fv} : \text{module d'inertie fictif de longue durée : } I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I₀ : Moment d'inertie total de la section homogène.

Ev : Module de déformation différé du béton : $E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 132,16 \text{ MPa}$$

I₀ : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au C.D.G de la section avec (n = 15) :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (Y_1^3 + Y_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \times A_t \times (Y_2 - c)^2$$

Y : Positon de l'axe neutre

$$Y_1 = \frac{S_{XX}}{B_0}$$

S_{XX} : Moment statique de la section.

B₀ : Aire de la section homogénéisée.

$$Y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d}{(h \times h_0) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18}{(12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35} = 7,09 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7,09 = 12,91 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,09^3 + 12,91^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 \times (12,91 - 2)^2$$

$$I_0 = 19396,26 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des paramètres :

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,0879 \rightarrow \beta = 0,856 \rightarrow \alpha_1 = 0,432$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5,845 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 161,42 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108$$

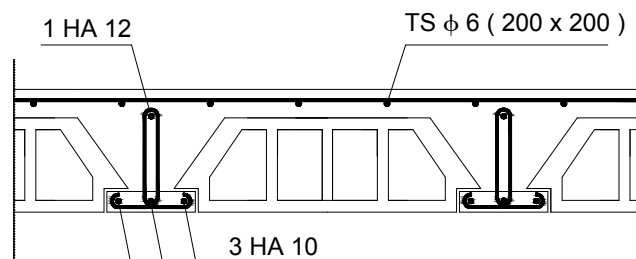
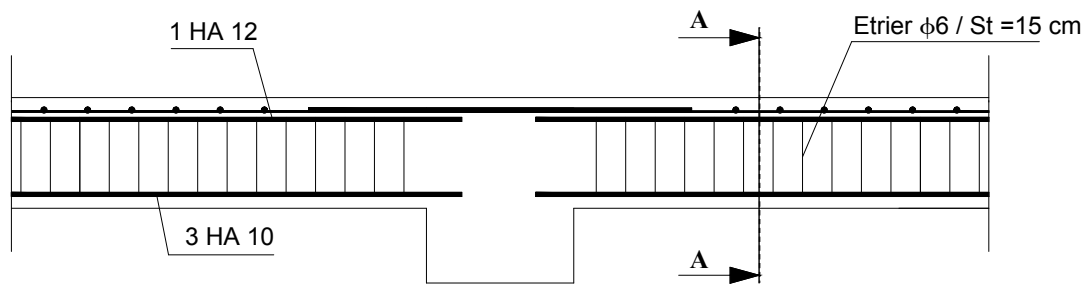
$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,0108} = 1,52$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0108 \times 161,42 + 2,1} = 0,57$$

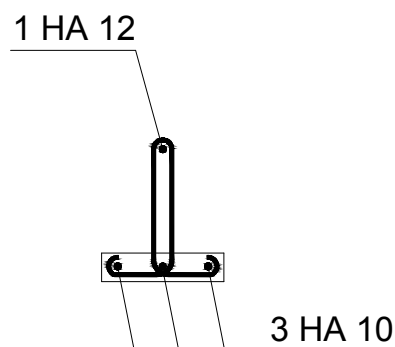
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 19396,26}{1 + 1,52 \times 0,57} = 11427,82 \text{ MPa}$$

$$f_v = \frac{8,091 \times 10^3 \times 4^2}{10 \times 10818,86 \times 11427,82 \times 10^{-8}} = 0,00756 \text{ m}$$

$$f_v = 7,56 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



Coupe AA



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
 Faculté du génie de la construction - Département de génie civil

Etudié par :

M^{elle} MOULA Zahra
M^{elle} ZAKNOUN Amel

Dirigé par : M^r BOUAFIA

Ferrailage du plancher

Echelle : 1/50

Promotion : 2019-2020

III.3 Escaliers

III.3.1 Terminologie et définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant ; ils sont en bois ou en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paillasse et de paliers assimilés à des poutres isostatiques.

Notre ouvrage comporte une seule cage d'escaliers ; les escaliers sont à deux volets.

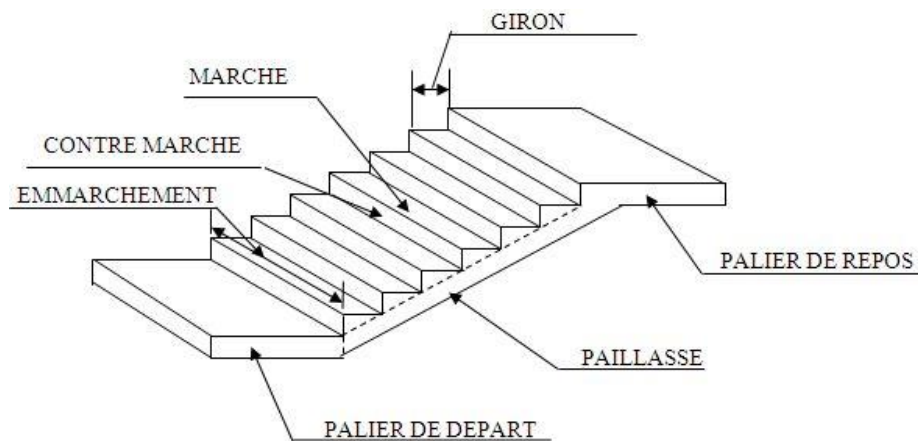


Figure III.3.1 : Schéma représentatif des escaliers.

Notations utilisées :

g : giron

h : hauteur de la contre marche

ep : épaisseur de la paillasse

H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée projetée

III.3.2 Dimensionnement de l'escalier :

• Pré dimensionnement de l'escalier :

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de deux volées et un palier intermédiaire. Nous calculerons l'escalier de l'étage courant et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers à deux volées.

Pour le calcul du nombre de marches pour chaque volée, On utilise généralement la formule de « **BLANDEL** » qui est la suivante :

$$60cm \leq g + 2h \leq 64cm$$

On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y'a nécessité.

On a : $16cm \leq h \leq 18cm$

$$25cm \leq G \leq 32cm$$

- **Nombre de marche** : La hauteur du contre marche est comprise entre $14 \leq h \leq 18$ cm

On opte : $h = 17$ cm alors : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contres marches

- **Nombre de marches :** $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches
- **Emmarchement :** $E = 1,25$ m

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de « **BLANDEL** » :

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

Pour $h = 17$ cm, on aura : $25 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$ Donc on prend : $g = 30$ cm

Vérification de la loi de Blondel : $59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$
 $\rightarrow$ **Condition vérifiée.**

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

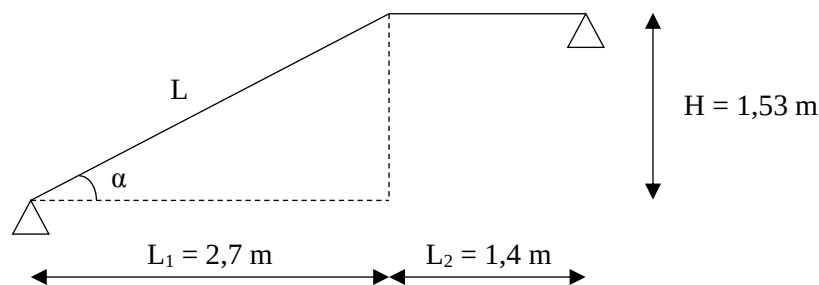


Figure III.3.2 : Schéma statique d'escalier.

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux côtés.
 L'épaisseur du palier et de la paillasse (e_p) est donnée par :

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

$L_0 = L' + L_{\text{palier}}$ avec : L_0 : portée de la paillasse

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,870$$

$$\text{Donc : } L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{270}{0,870} = 310 \text{ cm}$$

$$\frac{(310+140)}{30} \leq e_p \leq \frac{(310+140)}{20} \Rightarrow 15 \text{ cm} \leq e_p \leq 22,5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } e_p = 17 \text{ cm}$$

N.B : on prend la même épaisseur pour le palier ($e_{\text{palier}} = 17$ cm)

- **Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera en flexion simple pour (1m) linéaire et une bande de (1m) de projection horizontale considérant la paillasse comme une poutre semi encastée aux endroits des deux paliers vu que les contraintes développées par l'effort normal et par l'effort tranchant sont très faibles.

❖ Les charges permanentes (G) :

a) La volée :

Poids de la paillasse ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,17 \text{ m}$) :	$\frac{25 \times 0,17 \times 1 \text{ m}}{\cos(29,53)} = 4,88 \text{ KN/ml}$
Poids propres des marches ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,17 \text{ m}$) :	$\frac{25 \times 0,17 \times 1 \text{ m}}{2} = 2,13 \text{ KN/ml}$
Revêtement en carrelage ($\rho = 20 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,02 \text{ m}$) :	$20 \times 0,02 \times 1 \text{ m} = 0,4 \text{ KN/ml}$
Mortier de pose ($\rho = 20 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,02 \text{ m}$) :	$20 \times 0,02 \times 1 \text{ m} = 0,4 \text{ KN/ml}$
Enduit plâtre ($\rho = 10 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,02 \text{ m}$) :	$10 \times 0,02 \times 1 \text{ m} = 0,2 \text{ KN/ml}$
Lit de sable ($\rho = 18 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,03 \text{ m}$) :	$18 \times 0,03 \times 1 \text{ m} = 0,57 \text{ KN/ml}$
Garde corps :	$= 0,2 \text{ KN/ml}$

$$G_1 = 8,78 \text{ KN/ml}$$

b) Le palier :

Poids propres du palier ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,17 \text{ m}$) :	$25 \times 0,17 \times 1 \text{ m} = 4,25 \text{ KN/ml}$
Revêtement en carrelage ($\rho = 20 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,02 \text{ m}$) :	$20 \times 0,02 \times 1 \text{ m} = 0,4 \text{ KN/ml}$
Mortier de pose ($\rho = 20 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,02 \text{ m}$) :	$20 \times 0,02 \times 1 \text{ m} = 0,4 \text{ KN/ml}$
Enduit plâtre ($\rho = 10 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,02 \text{ m}$) :	$10 \times 0,02 \times 1 \text{ m} = 0,2 \text{ KN/ml}$
Lit de sable ($\rho = 18 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,03 \text{ m}$) :	$18 \times 0,03 \times 1 \text{ m} = 0,57 \text{ KN/ml}$

$$G_2 = 5,82 \text{ KN/ml}$$

❖ Surcharges d'exploitation (Q) :

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR, elle est la même pour la volée et le palier

$$Q_{\text{volée}} = Q_{\text{palier}} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

❖ Combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{La volée : } q_{u1} = 1,35 (8,78) + 1,5 (2,5) = 15,603 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le palier : } q_{u2} = 1,35 (5,82) + 1,5 (2,5) = 11,607 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

$$\text{La volée : } q_{s1} = 8,78 + 2,5 = 11,25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le palier : } q_{s2} = 5,82 + 2,5 = 8,29 \text{ KN/ml}$$

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une Portée projetée $L_1 = 2,70 \text{ m}$.

III.3.3 Calcul des efforts internes à ELU :

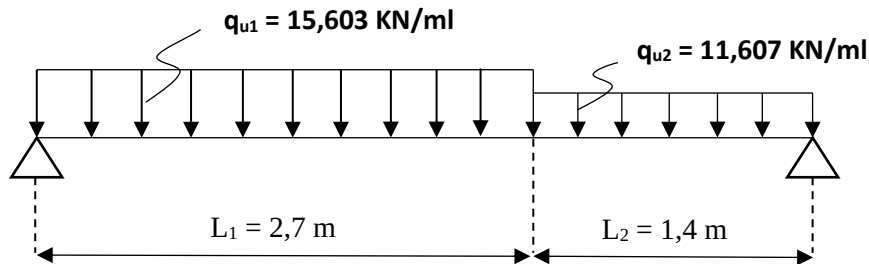


Figure III.3.3 : Schéma statique du chargement à l'ELU.

a) Réaction d'appui :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (2,7 \times 15,603) + (1,4 \times 11,607)$$

$$R_A + R_B = 58,378 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 4,1 - 15,603 \times 2,7 \times \left(\frac{2,7}{2}\right) - 11,607 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 2,7\right) = 0$$

$$R_B = \frac{15,603 \times 2,7 \times \left(\frac{2,7}{2}\right) - 11,607 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 2,7\right)}{4,1} = 27,347 \text{ KN}$$

$$R_A = 58,378 - 27,347 = 31,031 \text{ KN}$$

Donc : $R_B = 27,347 \text{ KN}$

$$R_A = 31,031 \text{ KN}$$

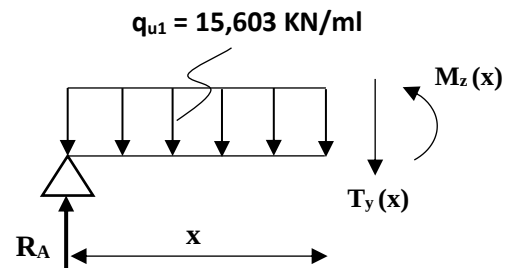
b) Efforts tranchants et moment fléchissant :• Effort tranchant (T) :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$

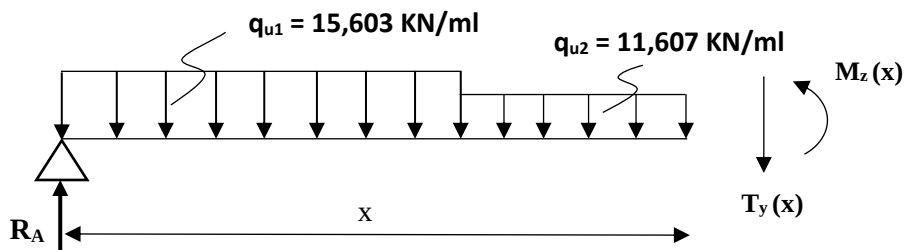
$$T_y(x) + 15,603x - 31,031 = 0$$

$$\rightarrow T_y(x) = -15,603x + 31,031$$

$$\rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = 31,031 \text{ KN} \\ x = 2,7 \text{ m} \rightarrow T_y = -11,097 \text{ KN} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $2,7 \leq x \leq 4,1 \text{ m}$



$$T_y(x) - 31,031 + (15,603 \times 2,7) + (11,607 \times (x - 2,7)) = 0$$

$$\rightarrow T_y(x) = 31,031 - (15,603 \times 2,7) - (11,607 \times (x - 2,7))$$

$$\rightarrow T_y(x) = -11,607x + 20,242$$

$$\rightarrow \begin{cases} x = 2,7 \text{ m} \rightarrow T_y = -11,097 \text{ KN} \\ x = 4,1 \text{ m} \rightarrow T_y = -27,347 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Moment fléchissant (M) :**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$

$$M_z(x) - 31,031x + (15,603 \times \frac{x}{2} \times x) = 0$$

$$M_z(x) = 31,031x - 15,603 \times \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,7 \text{ m} \rightarrow M_z = 26,910 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{eme} tronçon : $2,7 \leq x \leq 4,1 \text{ m}$

$$M_z(x) - 31,031x + (15,603 \times 2,7 \times (x - \frac{2,7}{2})) + (11,607 \times \frac{(x - 2,7)^2}{2}) = 0$$

$$M_z(x) = 31,031x - (15,603 \times 2,7 \times (x - \frac{2,7}{2})) - (11,607 \times \frac{(x - 2,7)^2}{2})$$

$$M_z(x) = -11,097x + 56,872 - 11,607 \times \frac{(x - 2,7)^2}{2} \rightarrow \begin{cases} x = 2,7 \text{ m} \rightarrow M_z = 26,910 \text{ KN.m} \\ x = 4,1 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A et B, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et B et en travée.

Calcul de la distance « x_{max} » où le moment est maximum :

$$\frac{dM_u}{dx} = 0 \rightarrow -15,603 x_{max} + 31,031 = 0 \rightarrow x_{max} = \frac{31,031}{15,603} = 1,98 \text{ m} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_z^{max} = 31,031 (2) - 15,603 \times \frac{(2)^2}{2} = 30,856 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui (A) : } M_u^a = -0,3 M_u^{max} = -0,3 (30,856) = -9,257 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_u^t = 0,85 M_u^{max} = 0,85 (30,856) = 26,228 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui (B) : } M_u^a = -0,3 M_u^{max} = -0,3(30,856) = -9,257 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés figurant sur le diagramme ci-dessous :

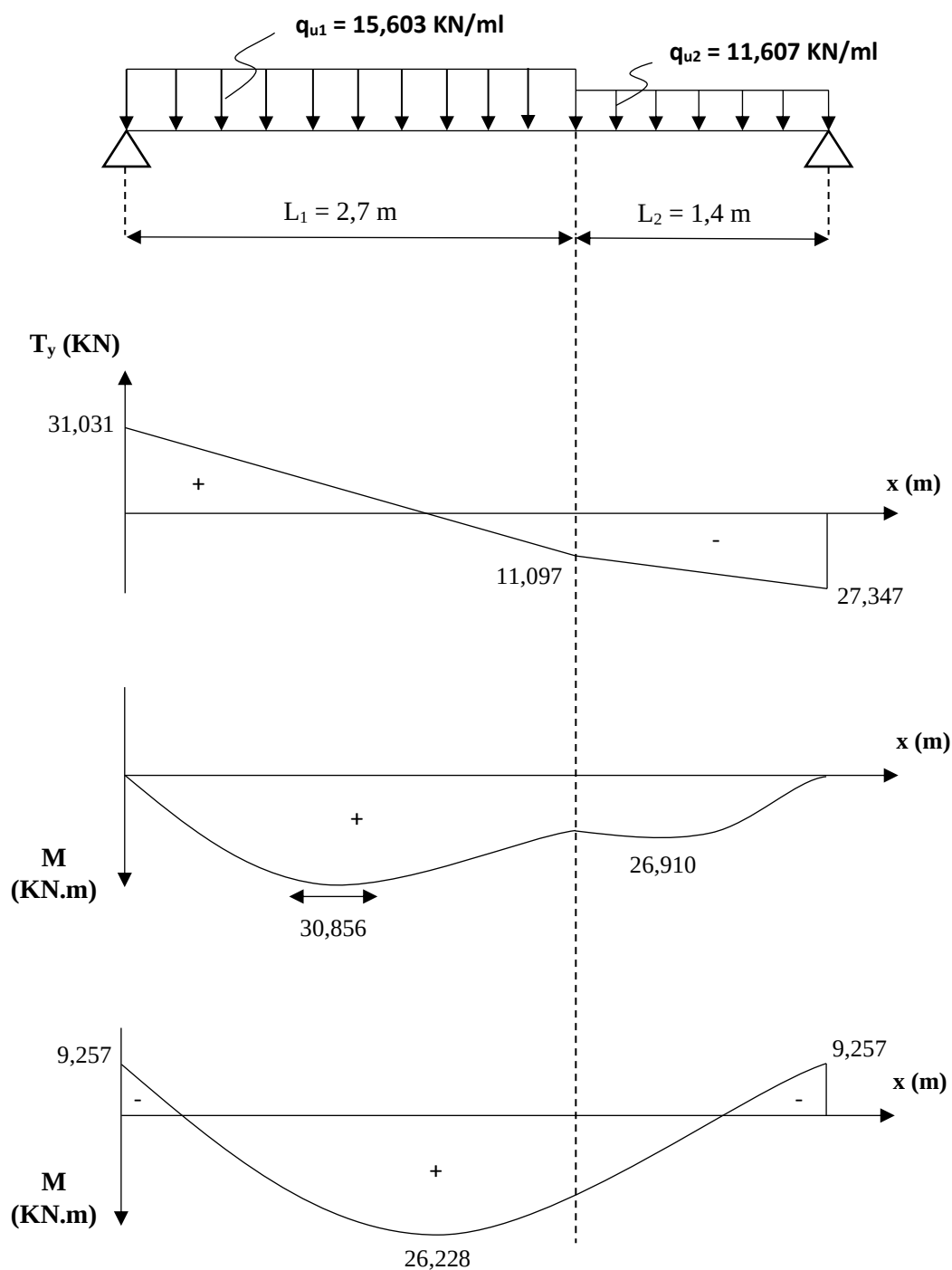
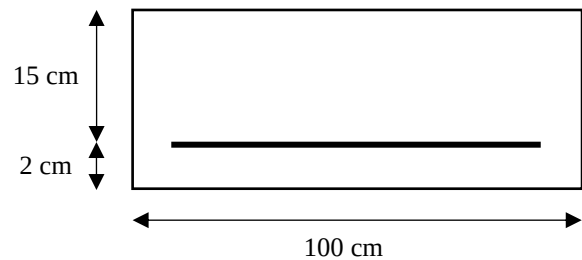


Figure III.3.4 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.3.4 Ferrailage à ELU :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'embranchement et une bande de 1 m de Projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en Flexion simple.

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \\ h &= e_p = 17 \text{ cm} \\ c &= 2 \text{ cm} \\ d &= h - c = 15 \text{ cm} \end{aligned}$$



➤ **En travée :** $M_t = 26,228 \text{ KN.m}$

• **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26,228 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14,2} = 0,082$$

$$\mu_b = 0,082 < \mu_l = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,082 \rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,228 \times 10^6}{0,957 \times 150 \times 348} = 525,02 \text{ mm}^2 = 5,25 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12 = 5,65 cm²** avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

➤ **Sur appuis :** $M_a = - 9,257 \text{ KN.m}$

• **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,257 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14,2} = 0,028$$

$$\mu_b = 0,028 < \mu_l = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,257 \times 10^6}{0,986 \times 150 \times 348} = 179,85 \text{ mm}^2 = 1,79 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

III.3.5 Vérification à ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1 – BAEL 91 modifié 99)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

En travées : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

b) Espacement des barres :

Armatures principales : $St = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Armatures de répartition : $St = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1,3 – BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} < \bar{\tau} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : ψ_s : coefficient de scellement (1,5 pour les aciers HA)

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{27,347 \times 10^3}{0,9 \times 15 \times 188,4} = 0,107 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,107 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers.

d) Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,2 – BAEL 91 modifié 99)

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{27,347 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,44 \times \frac{\sqrt{f_y}}{\gamma_b} = 0,44 \times \frac{\sqrt{25}}{1,5} = 1,47 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,47 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) Ancrage des barres : (Art A 6.1,21 – BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e \times \phi}{4 \times \tau_{se}} = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Vu que « L_s » dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A, soit :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_c = 20 \text{ cm}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis :

(Art A.5.1,321 – BAEL 91 modifié 99)

$$T_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,15 \times 1}{1,5} = 900 \text{ KN} \quad \text{avec : } a = 0,9 \times d$$

$$T_u^{max} = 26,877 \text{ KN} < T_u = 900 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

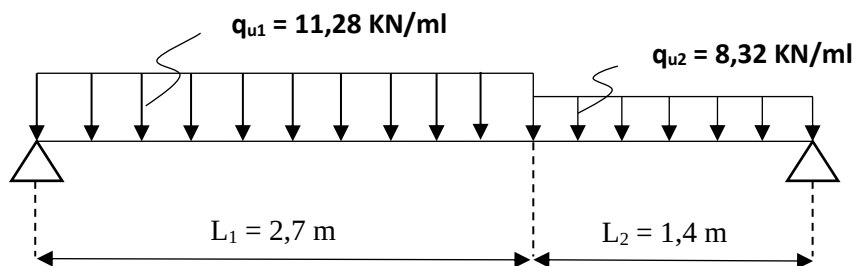
g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

(Art. A.5.1,313 – BAEL 91 modifiées 99)

$$\text{On vérifie : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(T_u^{max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(27,347 \times 10^3 - \frac{9,257 \times 10^6}{0,9 \times 150} \right) = -118,5 \text{ mm}^2 = -1,18 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > -1,18 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.6 Calcul des efforts internes à ELS :**Figure III.3.5 : Schéma statique du chargement à l'ELS.****a) Réaction d'appui :**

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (2,7 \times 11,28) + (1,4 \times 8,32)$$

$$R_A + R_B = 42,104 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 4,1 - 11,28 \times 2,7 \times \left(\frac{2,7}{2} \right) - 8,32 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 2,7 \right) = 0$$

$$R_B = \frac{11,28 \times 2,7 \times \left(\frac{2,7}{2} \right) - 8,32 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 2,7 \right)}{4,1} = 19,688 \text{ KN}$$

$$R_A = 42,104 - 19,688 = 22,416 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } R_B = 19,688 \text{ KN}$$

$$R_A = 22,416 \text{ KN}$$

b) Efforts tranchants et moment fléchissant :• Effort tranchant (T) :

Tronçons	Expressions	X (m)	Ty (KN)
$0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$	$- 11,28 x + 22,416$	0	22,416
		2,7	- 8,040
$2,7 \leq x \leq 4,1 \text{ m}$	$- 19,6 x + 44,88$	2,7	- 8,040
		4,1	- 19,68

Tableau III.3.1 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à ELS.

• Moment fléchissant (M) :

Tronçons	Expressions	X (m)	Ty (KN)
$0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$	$22,416 x - 11,28 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		2,7	19,409
$2,7 \leq x \leq 4,1 \text{ m}$	$- 8,04 x + 41,116 - 8,32 \times \frac{(x-2,7)^2}{2}$	2,7	19,409
		4,1	0

Tableau III.3.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant à ELS.

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A et B, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et B et en travée.

Calcul de la distance « $x_{\max}$ » où le moment est maximum :

$$\frac{dM_u}{dx} = 0 \rightarrow - 11,28 x_{\max} + 22,416 = 0 \rightarrow x_{\max} = \frac{22,416}{11,28} = 1,98 \text{ m} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 22,416 (2) - 11,28 \times \frac{(2)^2}{2} = 22,272 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui (A) : } M_u^a = - 0,3 M_u^{\max} = - 0,3 (22,272) = - 6,682 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_u^t = 0,85 M_u^{\max} = 0,85 (22,272) = 18,931 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui (B) : } M_u^a = - 0,3 M_u^{\max} = - 0,3 (22,272) = - 6,682 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés figurant sur le diagramme ci-dessous :

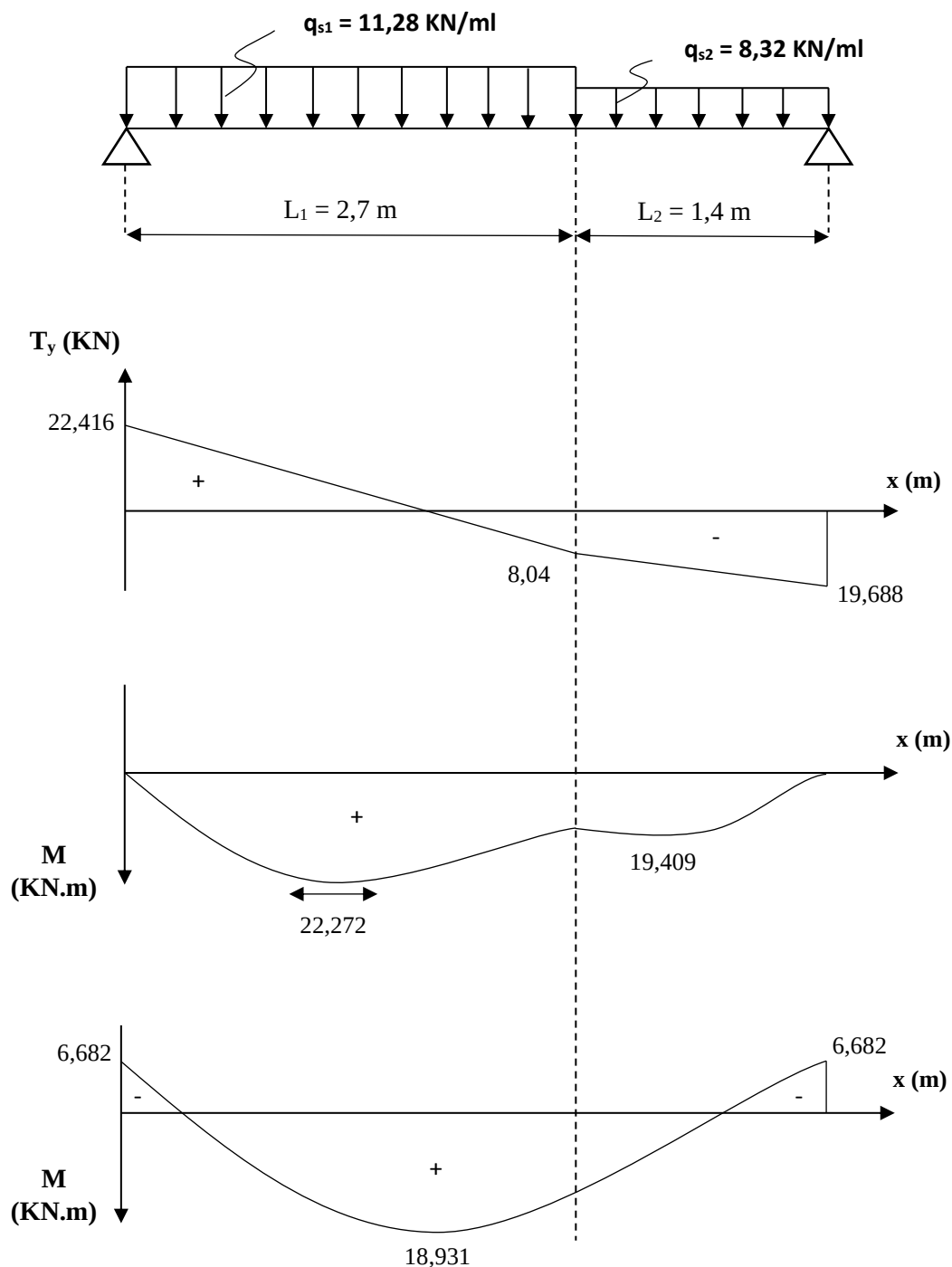


Figure III.3.6 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.3.7 Vérification à ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5,2 – BAEL 91 modifiées 99)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **En travée** : $M_t = 18,931 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,376$$

$$\rho_1 = 0,376 \Rightarrow \beta_1 = 0,905 \Rightarrow K_1 = 37,63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{18,931 \times 10^3}{0,905 \times 15 \times 5,65} = 246,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 246,82 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{246,82}{37,63} = 6,559 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,559 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis** : $M_a = -6,682 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 15} = 0,209$$

$$\rho_1 = 0,209 \Rightarrow \beta_1 = 0,926 \Rightarrow K_1 = 52,57$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{6,682 \times 10^3}{0,926 \times 15 \times 3,14} = 153,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 153,2 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{153,2}{52,57} = 2,914 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,914 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche : (Art B.6.5,2 – BAEL 91 modifiées 99)

Selon les règles BAEL 91 le calcul de la flèche est indispensable que si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec :**h** : hauteur de la section est égale à 17 cm

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

L : portée libre est égale à 410 cm

$$3) \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

A_t : section des armatures tendues**M_{st}** : moment fléchissant max en travée

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{410} = 0,041 < \frac{1}{16} = 0,062 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

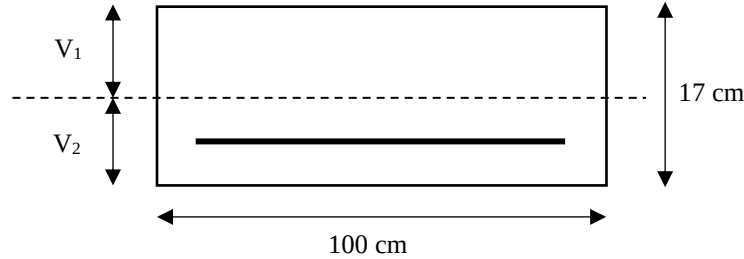
$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{17}{410} = 0,041 \geq \frac{18,931}{10 (22,272)} = 0,084 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors nous devons procéder au calcul de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que : $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} \times L^4}{E_v \times I_v} \leq \bar{f}$



Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ m}$

E_v : Module de déformation différé : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,87 \text{ MPa}$

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

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

• **Air de la section :**

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 5,65 = 1784,75 \text{ cm}^2$$

• **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 15 = 15721,25 \text{ cm}^2$$

• **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{15721,25}{1784,75} = 8,81 \text{ cm}$$

$$V_2 = H - V_1 = 17 - 8,81 = 8,19 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie de la section homogénéisée / G :**

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

$$I_v = (8,81^3 + 8,19^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5,65 \times (8,81 - 2)^2 = 45035,41 \text{ cm}^4$$

$$q_s^{max} = \max(11,28; 8,32) = 11,28 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,28 \times (410)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 45035,41} = 0,08 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,82 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

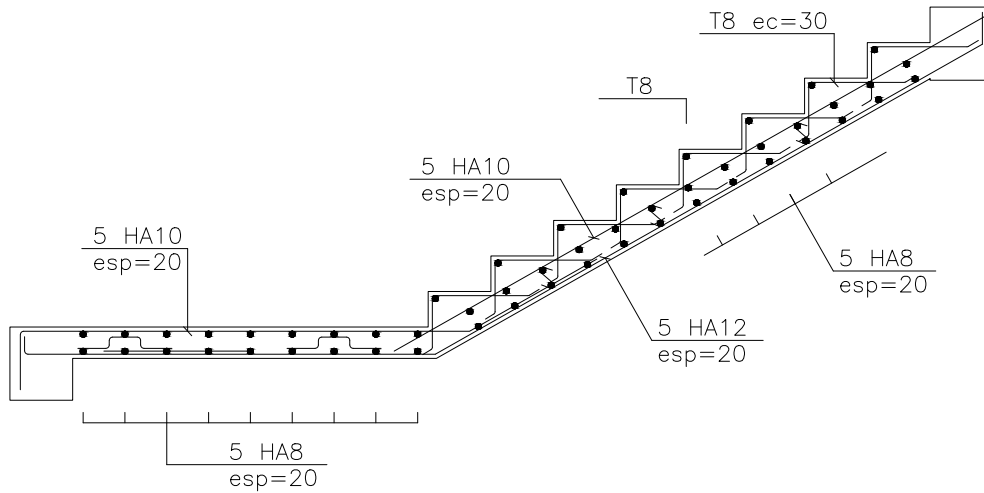
III.3.8 Conclusion :

L'escalier sera ferrailé comme suit :

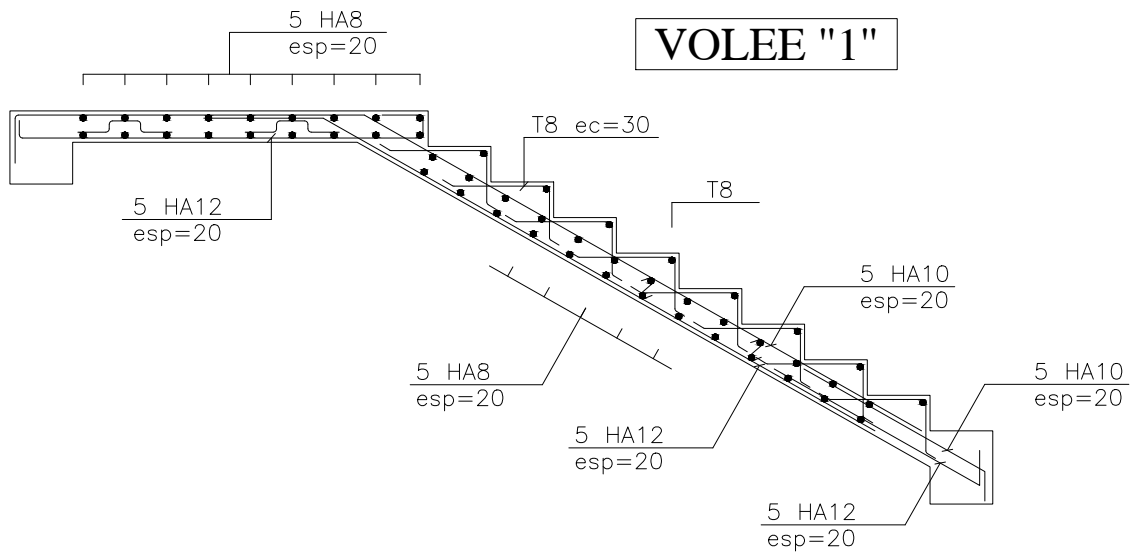
	Appuis		Travées	
	Armatures aux appuis	Armatures de Répartitions	Armatures en travées	Armatures de Répartitions
Section adoptée	4HA10 = 3,14 cm ²	4HA8 = 2,01 cm ²	5HA12 = 5,65 cm ²	4HA8 = 2,01 cm ²
Espacement	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm

Tableau III.3.3 : Tableau récapitulatif de ferrailage et espacement.

VOLEE "2"



VOLEE "1"



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
 Faculté du génie de la construction - Département de génie civil

Etudié par :

M^{elle} MOULA Zahra
 M^{elle} ZAKNOUN Amel

Dirigé par : M^r BOUAFIA

Ferraillage de l'escalier

Echelle : 1/50

Promotion :
 2019-2020

III.4 Poutre palière :

III.4.1 Introduction :

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière, de section rectangulaire ($b \times h$), destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie et la réaction de la paillasse. Elle est semi encastrée à ces extrémités dans les poteaux et sa portée est de 2,70m.

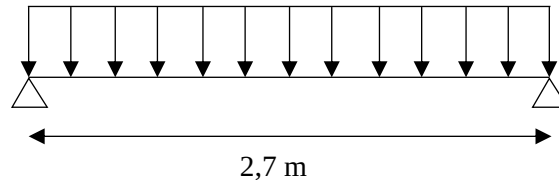


Figure III.4.1 : Schéma statique de la poutre palière.

III.4.2 Pré dimensionnement :

➤ Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$L_{\max}$: longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis ($L_{\max} = 270$ cm).

h_t : hauteur de la poutre.

$$\text{D'où : } \frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10} \rightarrow 18 \text{ cm} \leq h_t \leq 27 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_t = 30 \text{ cm}$$

➤ Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante : $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

$$\text{D'où : } 0,4 (30) \leq b \leq 0,7 (30) \rightarrow 12 \text{ cm} \leq h_t \leq 21 \text{ cm} \quad \text{On prend : } b = 25 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA 99 modifié 2003 (Art 7.5.1) :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$
- $h_t/b \leq 4$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

III.4.3 Détermination des charges et surcharges de la poutre :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur extérieur : $G = 2,36 \times (3,06 - 0,2) = 6,75 \text{ KN/ml}$

Poids total : $G_{\text{total}} = 1,875 + 6,75 = 8,625 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre :

ELU : $R_u = 27,347 \text{ KN}$

ELS : $R_s = 19,688 \text{ KN}$

III.4.4 Combinaison de charge :

ELU : $q_u = 1,35 G_{total} + R_u$
 $q_u = 1,35 (8,625) + 27,347 = 38,991 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G_{total} + R_s$
 $q_s = 8,625 + 19,688 = 28,313 \text{ KN/ml}$

III.4.5 Calcul des efforts à ELU :

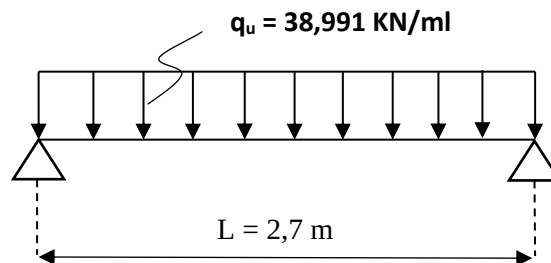


Figure III.4.2 : Schéma statique du chargement à l'ELU.

– **Réaction d'appui :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{38,991 \times 2,7}{2} = 52,638 \text{ KN}$$

– **Moment isostatique :**

$$M_{0u} = M_u^{max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{38,991 \times (2,7)^2}{8} = 35,531 \text{ KN}$$

– **Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{38,991 \times 2,7}{2} = 52,638 \text{ KN}$$

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

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_u^{max} = -0,3 (35,531) = -10,659 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_u^{max} = 0,85 (35,531) = 30,201 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurant sur le diagramme ci-dessous :

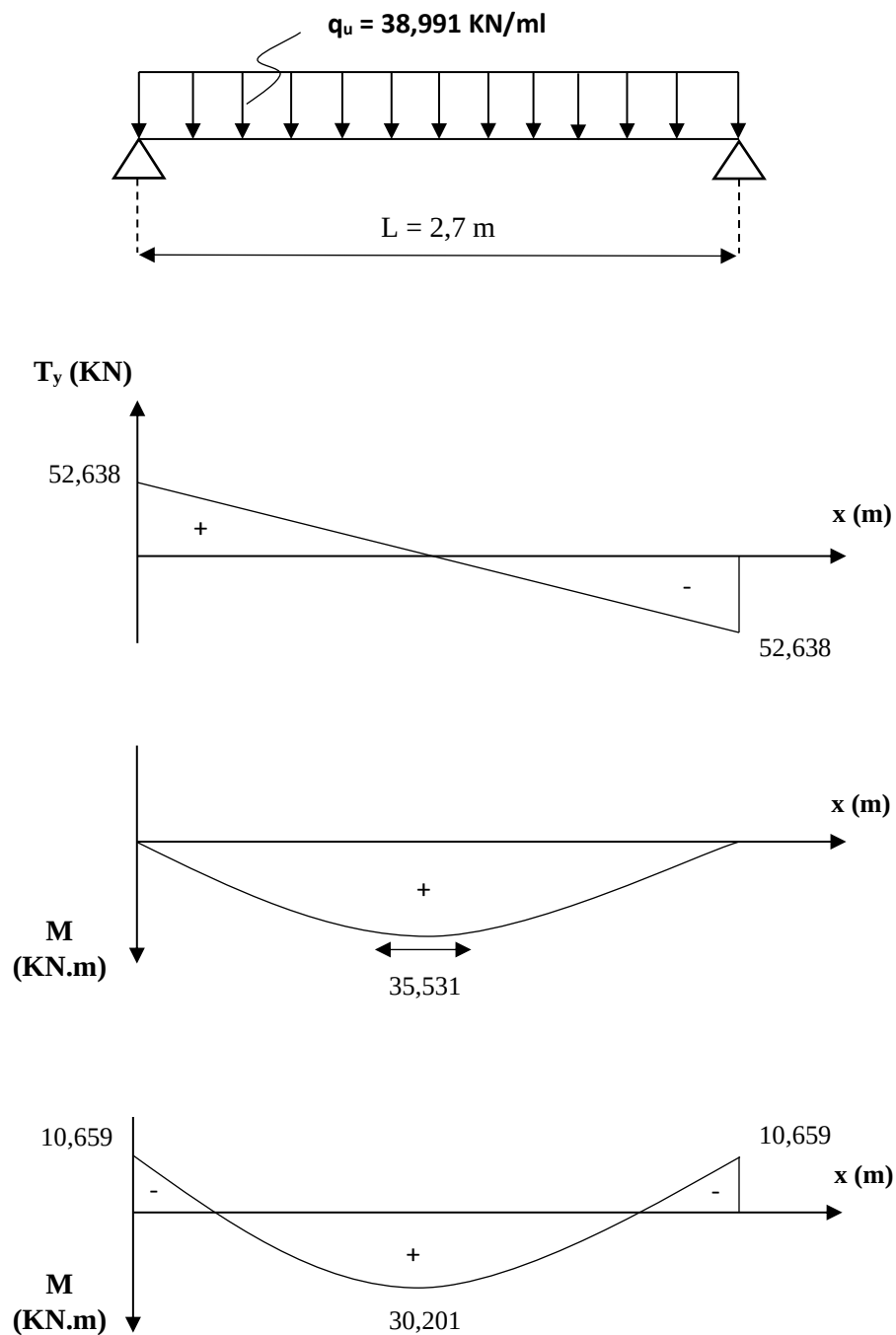


Figure III.4.3 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.4.6 Calcul des armatures à ELU :

➤ Armatures principales :

- **En travée :** $M_t = 30,201 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{30,201 \times 10^6}{1000 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,109$$

$$\mu_b = 0,109 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,109 \rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,228 \times 10^3}{0,943 \times 28 \times 348} = 3,29 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3,39 cm²** avec un espacement : $St = 15 \text{ cm}$

- **Sur appuis :** $M_a = -10,659 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,659 \times 10^3}{1000 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,038$$

$$\mu_b = 0,038 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9,257 \times 10^3}{0,981 \times 28 \times 348} = 1,25 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3,39 cm²** avec un espacement : $St = 7 \text{ cm}$

III.4.7 Vérification à ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1 – BAEL 91 modifié 99)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0,845 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{En travées : } A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0,845 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1,3 – BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} < \bar{\tau} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : ψ_s : coefficient de scellement (1,5 pour les aciers HA)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{52,638 \times 10^3}{0,9 \times 28 \times 113,04} = 1,848 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,848 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers.

b) Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,2 – BAEL 91 modifié 99)

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{27,347 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,752 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,752 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a) Ancrage des barres : (Art A 6.1,21 – BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e \times \phi}{4 \times \tau_{se}} = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Vu que « L_s » dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \times L_s$ pour les aciers H.A, soit :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_c = 20 \text{ cm}$$

b) Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis :

(Art A.5.1,321 – BAEL 91 modifié 99)

$$T_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,28 \times 0,25}{1,5} = 420 \text{ KN} \quad \text{avec : } a = 0,9 \times d$$

$$T_u^{max} = 52,638 \text{ KN} < T_u = 420 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

(Art. A.5.1,313 – BAEL 91 modifiées 99)

$$\text{On vérifie : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(T_u^{max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(52,638 \times 10^3 - \frac{10,659 \times 10^3}{0,9 \times 280} \right) = 29,7 \text{ mm}^2 = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,29 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Diamètres des armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) = \min(12 ; 0,86 ; 2,5) = 0,86 \text{ cm}$$

Nous adoptons 1 cadre et 1 étrier en $\phi 8$.

$$\text{Donc : } A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

e) Espacement maximal des armatures transversales : (Art A 5.1.2.21 – BAEL 91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(25,2 ; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 26 \text{ cm}$$

➤ Selon le (Art 7.5.2.2 – RPA 99 modifiée 2003) pour les aciers transversales, l'espacement doit vérifier :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm}\right) = \min(7,5 ; 14,4 ; 40 \text{ cm}) = 7,5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm}$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{30}{4} = 15 \text{ cm}$

Selon le (Art 7.5.2.1 – RPA 99 modifiée 2003) exige que :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section :

$$3,39 + 2,35 = 5,74 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 4% en toute section :

$$3,39 + 2,35 = 5,74 \text{ cm}^2 < \frac{4 \times b \times h}{100} = \frac{4 \times 25 \times 30}{100} = 30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.8 Calcul des efforts à ELS :

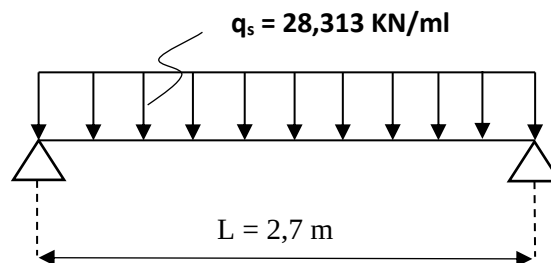


Figure III.4.4 : Schéma statique du chargement à l'ELU.

- **Réaction d'appui :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{28,313 \times 2,7}{2} = 38,223 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_{0u} = M_u^{max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{28,313 \times (2,7)^2}{8} = 25,8 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{28,313 \times 2,7}{2} = 38,223 \text{ KN}$$

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

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_t^{max} = -0,3 (28,8) = -7,74 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_u^{max} = 0,85 (28,8) = 21,93 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurant sur le diagramme ci-dessous :

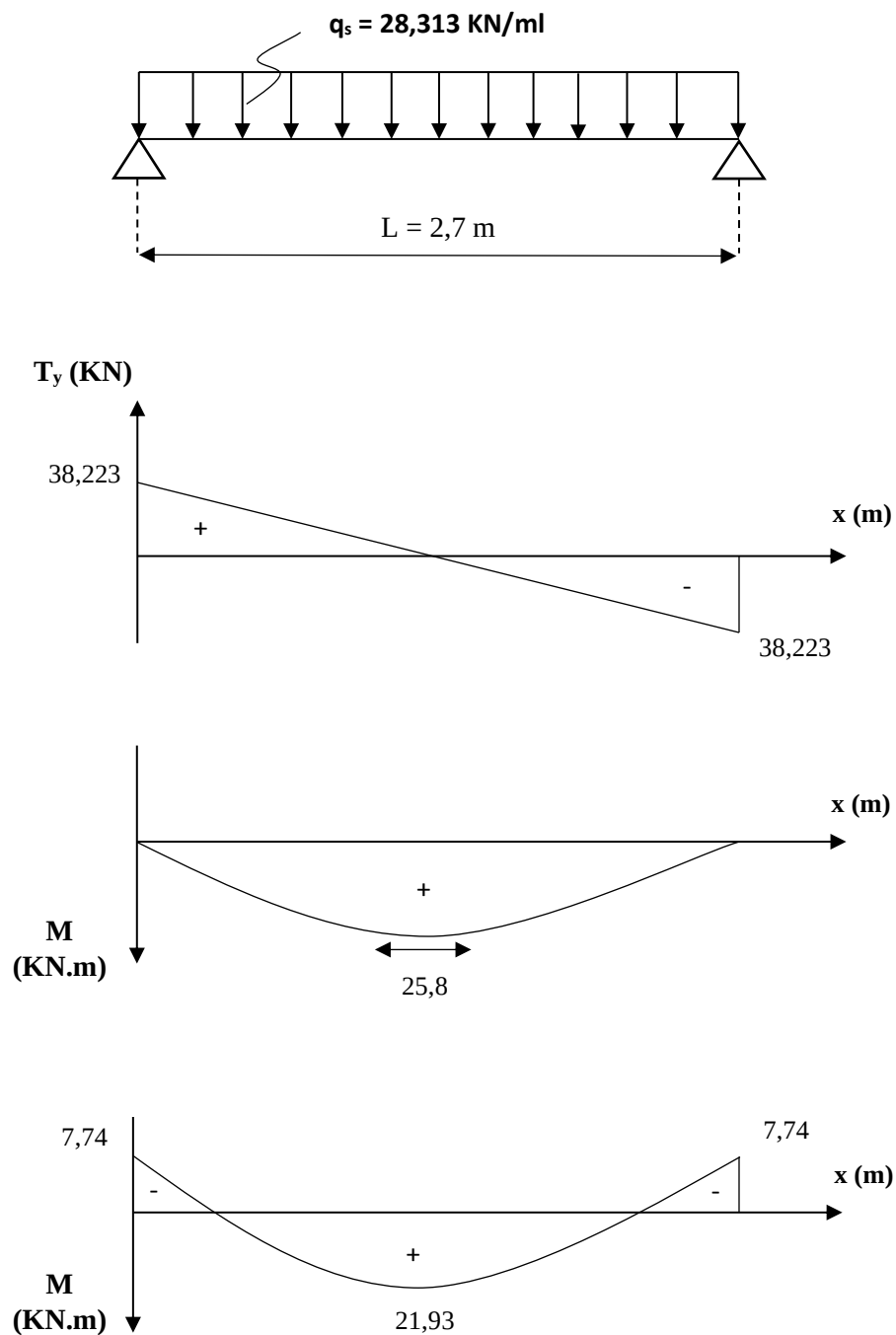


Figure III.4.4 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.4.9 Vérification à ELS :

a) **Vérification des contraintes dans le béton :** (Art A.4.5,2 – BAEL 91 modifiées 99)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **En travée :** $M_t = 21,93 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

$$\rho_1 = 0,484 \Rightarrow \beta_1 = 0,895 \Rightarrow K_1 = 32,62$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{21,93 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 258,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 258,14 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{258,14}{32,62} = 7,914 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,914 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis :** $M_a = -7,74 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{25 \times 28} = 0,484$$

$$\rho_1 = 0,484 \Rightarrow \beta_1 = 0,895 \Rightarrow K_1 = 32,62$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{7,74 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,14} = 91,108 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 91,108 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{91,108}{32,62} = 2,793 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,793 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Vérification de la flèche :** (Art B.6.5,2 – BAEL 91 modifiées 99)

Selon les règles BAEL 91 le calcul de la flèche est indispensable que si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section est égale à 30 cm

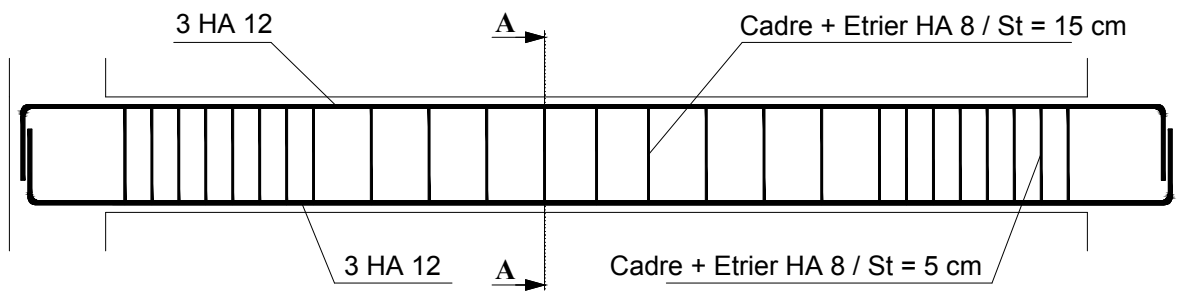
L : portée libre est égale à 270 cm

A_t : section des armatures tendues

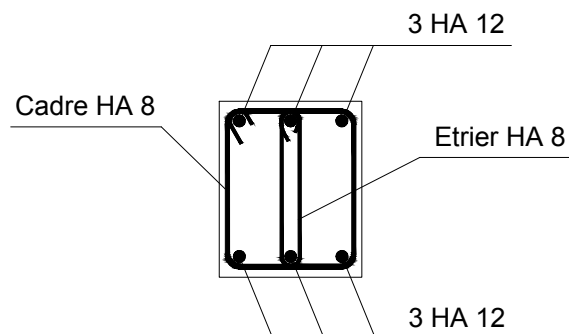
M_t : moment fléchissant max en travée

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,062 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0,11 \geq \frac{21,93}{10 (25,8)} = 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{100 \times 28} = 0,005 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Du fait que les 3 conditions sont vérifiées, on ne calcul pas la flèche.



Coupe AA



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction - Département de génie civil

Etudié par :

M^{lle} MOULA Zahra
M^{lle} ZAKNOUN Amel

Dirigé par : **M^r BOUAFIA**

***Ferraillage de la poutre
palière***

Echelle : **1/50**

Promotion :
2019-2020

III.5 La salle machine :

III.5.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

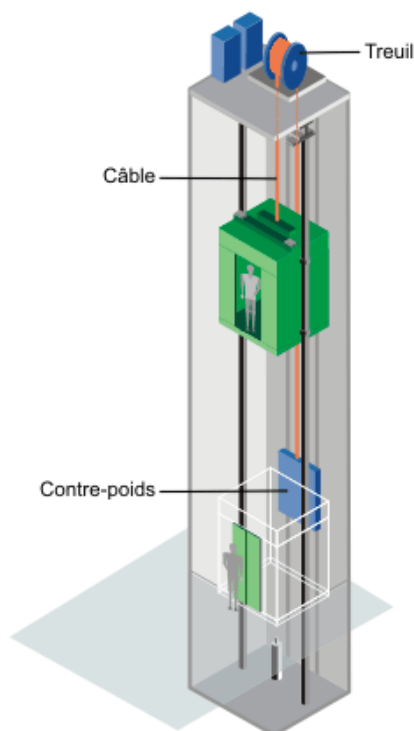


Figure III.5.1 : Schéma de l'ascenseur.

III.5.2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

La dalle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$) surface d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de « **PIGEAUD** » qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens au milieu du panneau. Vu que la charge localisée se répartie sur presque la totalité du panneau on considère une charge uniformément répartie.

- La surface de la cabine est : $S = 2,00 \times 1,80 = 3.60 \text{ m}^2$
- En plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau. Son poids est estimé à 9 tonnes ($P = 90 \text{ KN}$) répartie sur une surface de $(80 \times 80) \text{ cm}^2$ transmis par le système de levage de l'ascenseur.
- La surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.5.3 Dimensionnement de la dalle pleine :

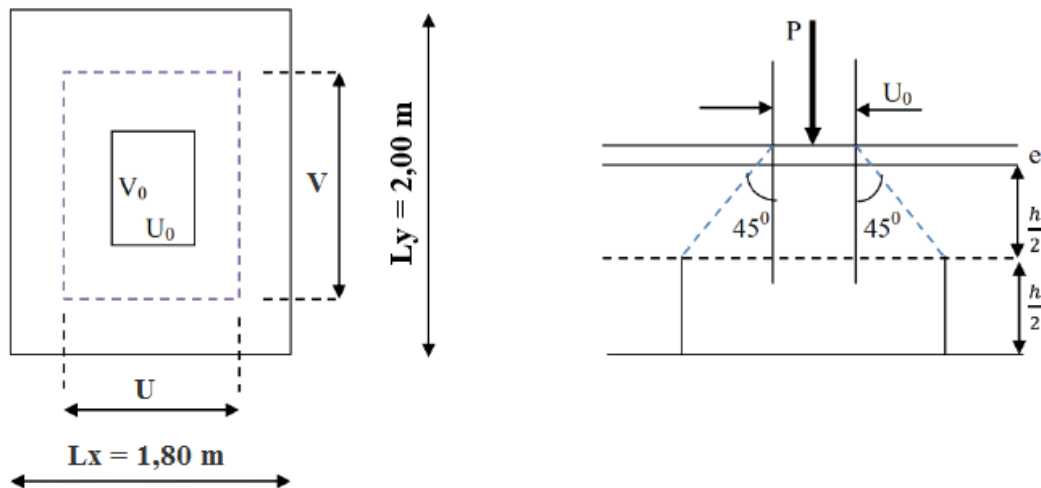


Figure III.5.2 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,00} = 0,9$$

$$0,4 \leq \rho = 0,9 \leq 1$$

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$(U_0 \times V_0)$: coté du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80$ cm).

$(U \times V)$: Surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

On a :

$$U = U_0 + 2\xi e + h_t$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_t$$

Avec :

- $h_0 = 20$ cm (épaisseur de la dalle)
- $U_0 = 80$ cm
- $V_0 = 80$ cm
- ξ : dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé et une chape en béton $\rightarrow \xi = 1$
- $e = 5$ cm (revêtement de la dalle)

D'où :

$$U = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110 \text{ cm}$$

III.5.4 Détermination des sollicitations :

- **A L'ELU :**

Poids propre de la dalle : $G = 0,20 \times 25 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$

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

$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$ (charge concentrée du système de levage)

$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ KN/ml}$ (charge uniformément répartie)

- **A L'ELS :**

$P_s = P = 90 \text{ KN/ml}$

$q_s = G + Q = 5 + 1 = 6 \text{ KN/ml}$

III.5.5 Calcul des moments :

III.5.5.1 Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} dues à la charge localisée :

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x1} = P (M1 + \nu M2)$$

$$M_{y1} = P (\nu M1 + M2)$$

Avec :

- ν : Coefficient de Poisson ($\nu = 0$ à L'ELU) et ($\nu = 0,2$ à L'ELS).
- P : Intensité de la charge centrée.
- $M1$ et $M2$ coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction des rapports :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,9 \rightarrow \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = \frac{110}{180} = 0,61 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{110}{200} = 0,55 \end{array} \right\} \rightarrow \text{De l'abaque : } M1 = 0,089 ; M2 = 0,073$$

- **Etat limite ultime (ELU : $\nu = 0$) :**

$$M_{ux1} = 121,5 (0,089 + 0 \times 0,073) = 10,814 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 121,5 (0 \times 0,089 + 0,073) = 8,870 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite service (ELS : $\nu = 0,2$) :**

$$M_{sx1} = 90 (0,089 + 0,2 \times 0,073) = 9,324 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 90 (0,2 \times 0,089 + 0,073) = 8,172 \text{ KN.m}$$

III.5.5.2 Calcul des moments du poids propre de la dalle pleine :

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \Rightarrow \text{Moment suivant la petite portée}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow \text{Moment suivant la grande portée}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnée en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poison (ν), avec :

- $\nu = 0$ à l'ELU
- $\nu = 0,2$ à l'ELS

q : uniformément répartie sur tout la dalle

▪ **Etat limite ultime (ELU : $\nu = 0$) :**

$$\rho = 0.9 \rightarrow \text{Du Tableau : } \mu_x = 0,0458 ; \mu_y = 0,778$$

$$M_{ux2} = 0,0458 \times 8,25 \times (1,8)^2 = 1,224 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = 0,778 \times 1,224 = 0,952 \text{ KN.m}$$

▪ **Etat limite service (ELS : $\nu = 0,2$) :**

$$\rho = 0.9 \rightarrow \text{Du Tableau : } \mu_x = 0,0529 ; \mu_y = 0,846$$

$$M_{sx2} = 0,0529 \times 6 \times (1,8)^2 = 1,028 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = 0,846 \times 1,028 = 0,869 \text{ KN.m}$$

III.5.5.3 Superposition des moments :

▪ **A ELU :**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 10,814 + 1,224 = 12,038 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 8,870 + 0,952 = 9,822 \text{ KN.m}$$

▪ **A ELS :**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 9,324 + 1,028 = 10,352 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 8,172 + 0,869 = 9,041 \text{ KN.m}$$

III.5.5.4 Correction des moments à ELU :

Pour tenir compte de semi encastrement de la dalle (continuité des voiles), les moments calculés seront corrigés en leurs affectant un coefficient de (0,85) en travée et de (- 0,3) aux appuis.

• **En appuis :**

$$M_{ux}^a = - 0,3 \times M_{ux} = - 0,3 \times 12,038 = - 3,611 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy}^a = - 0,3 \times M_{uy} = - 0,3 \times 9,822 = - 2,947 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_{ux}^t = 0,85 \times M_{ux} = 0,85 \times 12,038 = 10,232 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy}^t = 0,85 \times M_{uy} = 0,85 \times 9,822 = 8,349 \text{ KN.m}$$

III.5.5.5 Correction des moments à ELS :

• **En appuis :**

$$M_{sx}^a = - 0,3 \times M_{sx} = - 0,3 \times 10,352 = - 3,106 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy}^a = - 0,3 \times M_{sy} = - 0,3 \times 9,041 = - 2,712 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_{sx}^t = 0,85 \times M_{sx} = 0,85 \times 10,352 = 8,799 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy}^t = 0,85 \times M_{sy} = 0,85 \times 9,041 = 7,685 \text{ KN.m}$$

III.5.6 Ferrailage du panneau à ELU :

Le calcul se fera en flexion pour une bande de 1m de largeur ($b = 100 \text{ cm}$), le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

➤ **Dans le sens de la petite portée (x-x) :**

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ux}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,232 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu_b = 0,022 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_t = \frac{M_{ux}^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,232 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,65 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{xt} = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ux}^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,611 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,007$$

$$\mu_b = 0,007 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,007 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_{ux}^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,611 \times 10^3}{0,996 \times 18 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{xa} = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

➤ **Dans le sens de la grande portée (y-y) :**

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{uy}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,349 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,018$$

$$\mu_b = 0,018 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,018 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_t = \frac{M_{uy}^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,349 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{xt} = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{uy}^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,947 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,006$$

$$\mu_b = 0,006 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_{uy}^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2,947 \times 10^3}{0,997 \times 18 \times 348} = 0,47 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{xa} = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

III.5.6 Vérification à ELU :

a) **Condition de non fragilité** : (Art A.4.2,1 – BAEL 91 modifié 99)

• **Direction principale :**

$$W_x = \frac{A_{min}^x}{S} \geq W_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

$$W_x = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,9}{2} \right) = 8,4 \times 10^{-4}$$

Avec :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,9$$

A_{min} : Section minimal d'armature

S : Section du béton

W_0 : taux d'acier minimal = 0,8 % = 0,0008 (acier HA de classe FeE400)

$$A_{min}^x \geq W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h = 8,4 \times 10^{-4} \times (20 \times 100) = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{min}^x = 1,65 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 4,52 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_x > A_{min}^x \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Direction secondaire :**

$$W_y = \frac{A_{min}^y}{S} \geq W_0$$

$$A_{min}^y \geq W_0 \times b \times h = 0,0008 \times 20 \times 100 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{min}^y = 1,6 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 4,52 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_y > A_{min}^y \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b) **Diamètre minimale des barres** : (Art A.7.2,1 – BAEL 91 modifié 99)

$$\text{On doit vérifier que : } \phi \leq \phi_{min} = \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = 10 \text{ mm} \leq \phi_{min} = 20 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Espacement des armatures** :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale. La fissuration est non préjudiciable et l'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes

Direction principale : $St = 20 \text{ cm} \leq \min \{2h ; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Direction secondaire : $St = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

d) Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2,42 – BAEL 91 modifié 99)

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : Charge de calcul à L'ELU

h_t : Epaisseur totale de la dalle

μ_c : Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen :

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

$$q_u = 121,5 < 0,045 \times 4,4 \times 0,2 \times \frac{25000}{1,15} = 860,86 \text{ KN/m} \rightarrow$$
 Condition vérifiée.

e) Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge :

- **Au milieu de U :**

$$T_{max} = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{90}{2 \times 1,1 + 1,1} = 27,27 \text{ KN}$$

- **Au milieu de V :**

$$T_{max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1,1} = 27,27 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{27,27 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$$
 Condition vérifiée.

III.5.7 Vérification à ELS :

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

- la section est rectangulaire
- la nuance des aciers est de FeE400
- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec : $\alpha = \frac{\gamma}{d}$ et $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **Dans le sens de la petite portée (x-x) :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{sx}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,799 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,019$$

$$\mu = 0,019 \rightarrow \beta = 0,990 \rightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\gamma = \frac{M_{ux}^t}{M_{sx}^t} = \frac{10,232}{8,799} = 1,163 \rightarrow \frac{1,163 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,332$$

$$\alpha = 0,0252 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,332 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{sx}^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,106 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,006$$

$$\mu = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997 \rightarrow \alpha = 0,0075$$

$$\gamma = \frac{M_u^a}{M_{sx}^a} = \frac{3,611}{3,106} = 1,163 \rightarrow \frac{1,163 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,332$$

$$\alpha = 0,0075 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,332 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dans le sens de la petite portée (y-y) :**

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{sy}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,685 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992 \rightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\gamma = \frac{M_{uy}^t}{M_{sy}^t} = \frac{8,349}{7,685} = 1,086 \rightarrow \frac{1,086 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,293$$

$$\alpha = 0,0201 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,293 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{sy}^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,712 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,005$$

$$\mu = 0,005 \rightarrow \beta = 0,997 \rightarrow \alpha = 0,0075$$

$$\gamma = \frac{M_{uy}^a}{M_{sy}^a} = \frac{2,947}{2,712} = 1,087 \rightarrow \frac{1,087 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,294$$

$$\alpha = 0,0075 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,294 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : La condition est vérifiée dans tous les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la contrainte de compression.

▪ **États limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

▪ **Etat limite de déformation :** (Art B.7.5. – BAEL 91 modifié 99)

Dans le cas d'une dalle appuyée sur quatre coté, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont respectées :

$$1) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_x^t}{20 \times M_{0s}}$$

$$2) \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

h : Hauteur de la dalle est égale à 20 cm

L : Portée libre est égale à 180 cm

A_x : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur

M_{sx}^t : Moment en travée dans le sens (x-x)

M_{0s} : Moment isostatique de référence dans la direction de (x-x) pour une largeur de bande de 1 m

$$\bullet \quad \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{sx}^t}{20 \times M_{0s}} \Rightarrow \frac{20}{180} = 0,11 \geq \frac{8,799}{20 (10,352)} = 0,042 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \quad \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{100 \times 18} = 0,0018 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

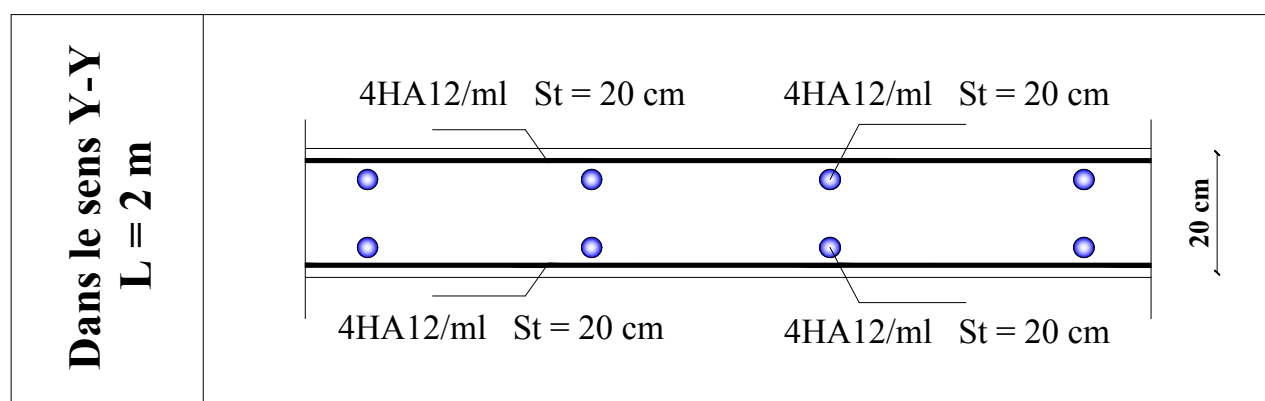
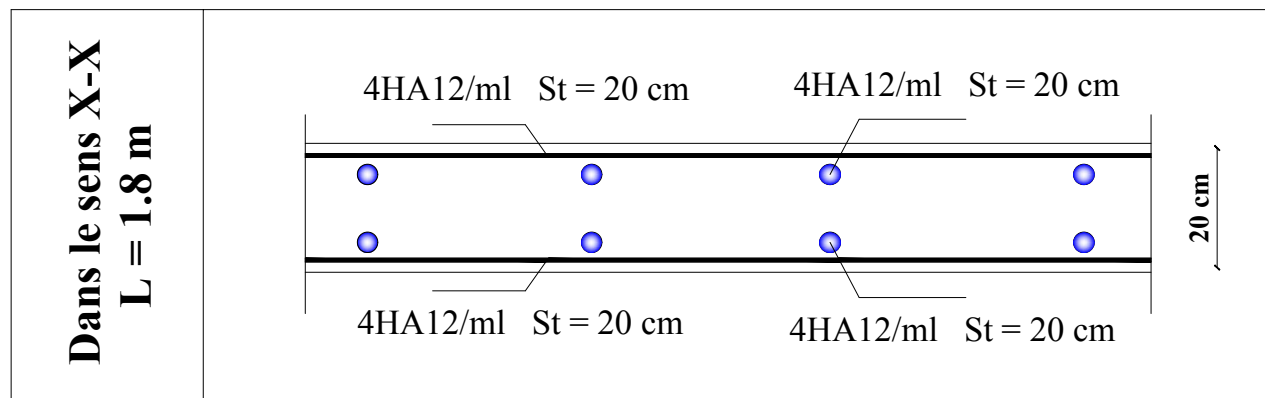
III.5.8 Conclusion :

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle machine est le suivant :

Dans les deux sens (x-x) et (y-y) :

En travée : **4HA12 = 4,52 cm²**

Aux appuis : **4HA12 = 4,52 cm²**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
 Faculté du génie de la construction - Département de génie civil

Etudié par :

M^{elle} MOULA Zahra
M^{elle} ZAKNOUN Amel

Dirigé par : *M^r BOUAFIA*

Ferrailage de la dalle
salle machine

Echelle : 1/50

Promotion :
 2019-2020

Chapitre IV :

Présentation de logiciel ETABS

IV.1 Introduction :

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charges statiques et dynamiques). « ETABS » est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures de Génie Civil, particulièrement celles de type bâtiment. Ces dernières peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur.

ETABS permet en une seule interface la saisie graphique des éléments ainsi que de nombreuses possibilités d'analyses statiques et dynamiques avec des compléments de conception et vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique. L'interprétation des résultats est facilitée, avec deux méthodes possibles : tableaux ou graphismes. Il donne ainsi un accès facile et rapide aux résultats tel que la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V 9.7.3**

IV.3 Définition d'un logiciel du calcul :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

IV.4 Les étapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Chargement des éléments.
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.5 Manuel d'utilisation d'ETABS :

Pour notre modélisation on a utilisé la version ETABS V.9.7.3.

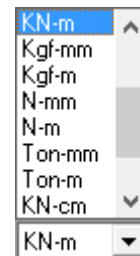
Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :



Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage

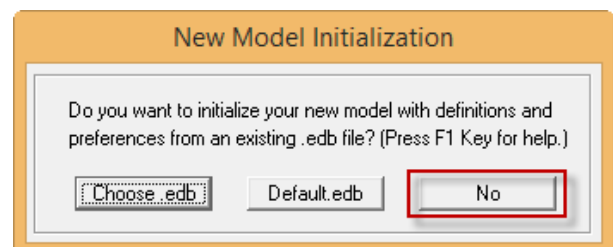
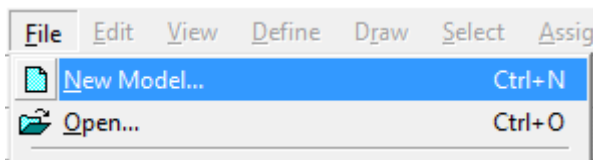
➤ Choix des unités :

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**



➤ Géométries de base :

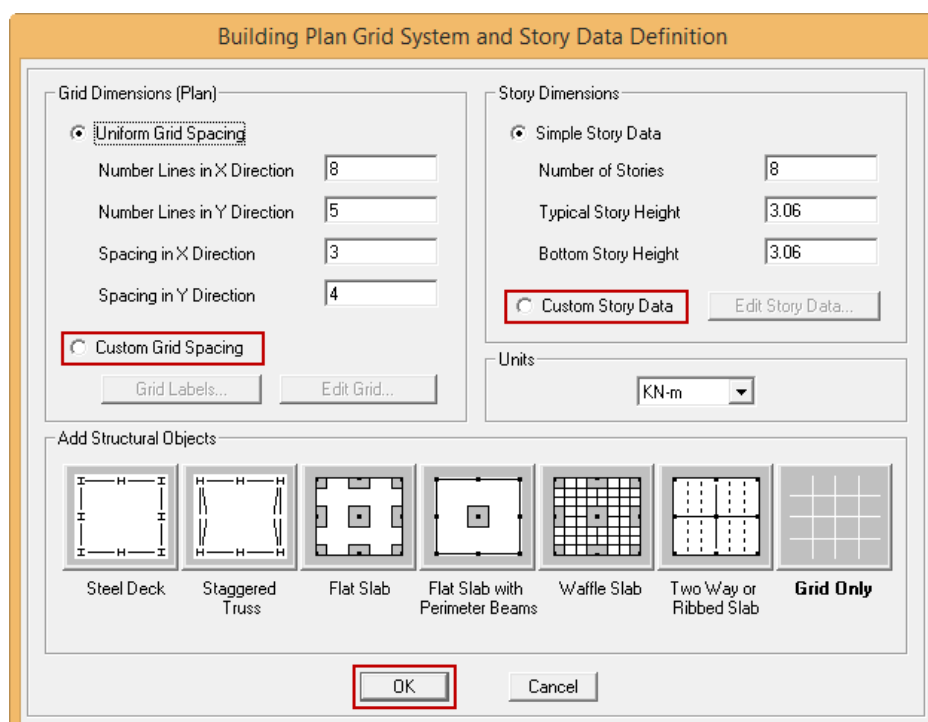
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.



Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Les longueurs des travées.

NB : Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.



Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	3.2	Primary	Show	Top	
2	B	4	Primary	Show	Top	
3	C	3.6	Primary	Show	Top	
4	D	3	Primary	Show	Top	
5	E	3.6	Primary	Show	Top	
6	F	4	Primary	Show	Top	
7	G	3.2	Primary	Show	Top	
8	H	0	Primary	Show	Top	
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	4.4	Primary	Show	Left	
2	2	2.8	Primary	Show	Left	
3	3	4	Primary	Show	Left	
4	4	3.4	Primary	Show	Left	
5	5	0	Primary	Show	Left	
6						
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as:
☐ Ordinates ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines
☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
9	TERRASSE-1	3.06	24.48	No	NONE	No	0.
8	TERRASSE	3.06	21.42	No	ET1	No	0.
7	ET6	3.06	18.36	No	ET1	No	0.
6	ET5	3.06	15.3	No	ET1	No	0.
5	ET4	3.06	12.24	No	ET1	No	0.
4	ET3	3.06	9.18	No	ET1	No	0.
3	ET2	3.06	6.12	No	ET1	No	0.
2	ET1	3.06	3.06	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 3.06 Reset

Master Story: No Reset

Similar To: NONE Reset

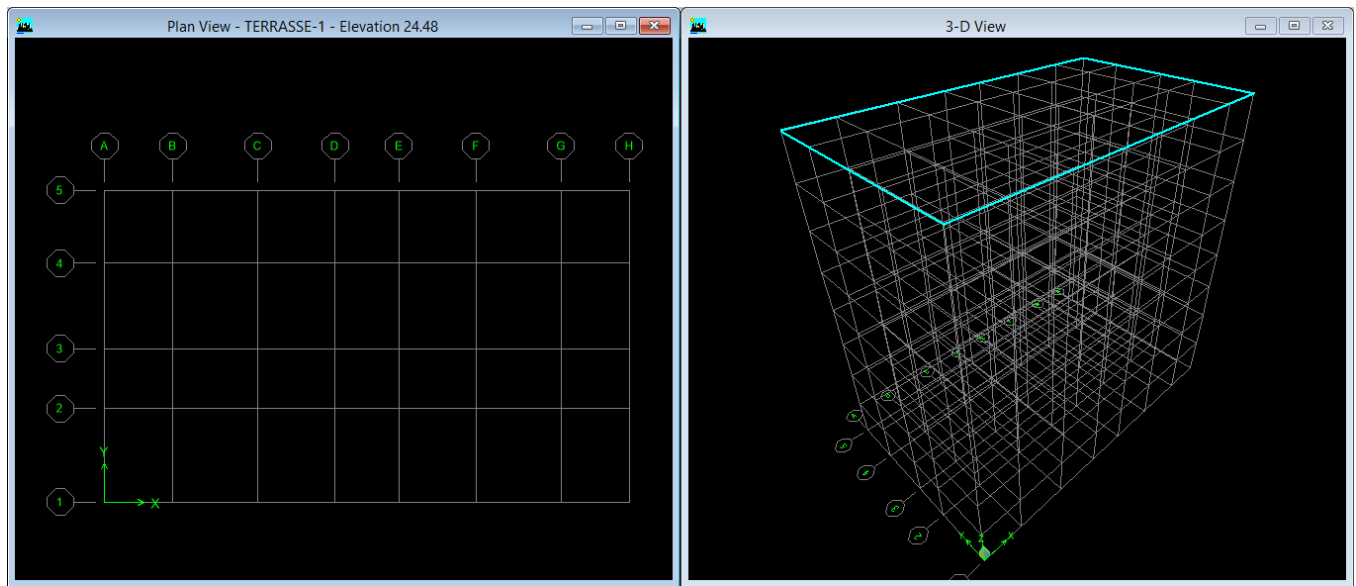
Splice Point: No Reset

Splice Height: 0 Reset

Units: Change Units KN-m

OK Cancel

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en « 3D » et l'autre en « 2D ».



Étape B : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

Define → **Material Properties**  → **Conc** → **Modify/Show Material**

Dans la boîte dialogue qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

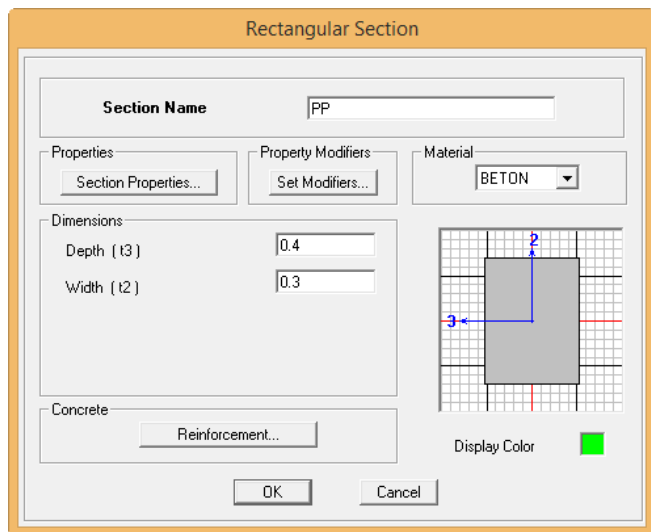
Material Property Data	
Material Name	BETON
Display Color	Color:
Type of Material	☒ Isotropic ☐ Orthotropic
Type of Design	Design: Concrete
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	2.5
Weight per unit Volume	25.
Modulus of Elasticity	32164200.
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	13401750.
Design Property Data (ACI 318-08/IBC 2009)	
Specified Conc Comp Strength, f'_c	25000.
Bending Reinf. Yield Stress, f_y	400000.
Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys}	400000.
☐ Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor: 	
OK Cancel	

Étape C : Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (**PP**) puis les secondaires (**PS**) puis poutres de chaînages (**PC**) et enfin poutres palières (**PPAL**) et ceci de la manière suivante :

Define → **Frame Sections**  → **ADD Rectangular.**

On procède de la même manière pour les poteaux.



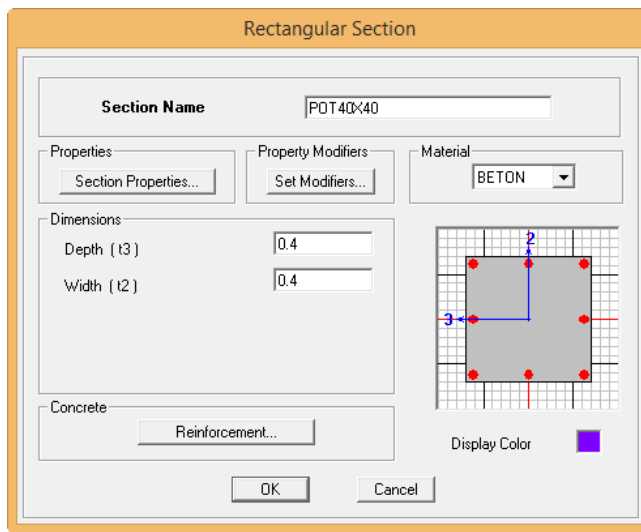
Rectangular Section

Section Name PP

Properties **Property Modifiers** **Material** BETON

Dimensions
 Depth (t3) 0.4
 Width (t2) 0.3

Concrete **Display Color** 



Rectangular Section

Section Name POT40X40

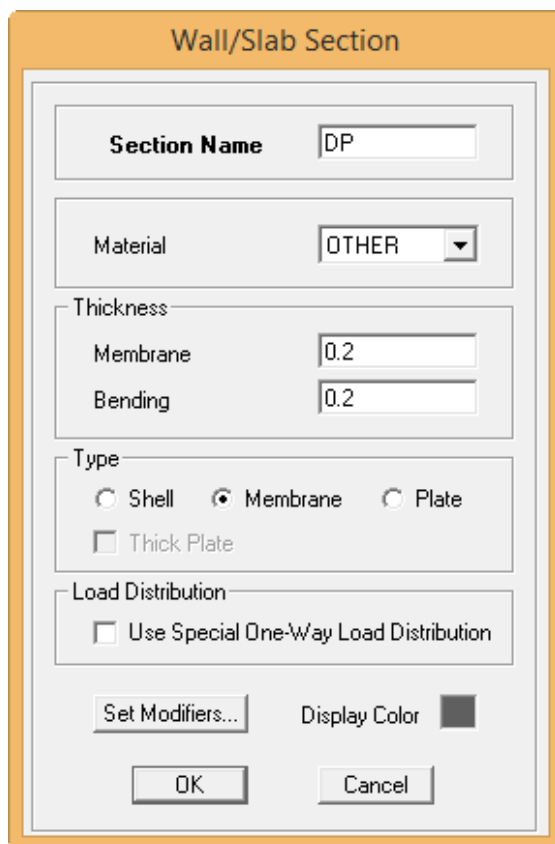
Properties **Property Modifiers** **Material** BETON

Dimensions
 Depth (t3) 0.4
 Width (t2) 0.4

Concrete **Display Color** 

Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines et voiles, d'abord on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define → **Wall/Slabs/Decks Section**  → **Add New Section** → Puis on définit leurs propriétés.



Wall/Slab Section

Section Name DP

Material OTHER

Thickness
 Membrane 0.2
 Bending 0.2

Type
☐ Shell ☒ Membrane ☐ Plate
☐ Thick Plate

Load Distribution
☐ Use Special One-Way Load Distribution

Display Color 

➤ **Dessin des éléments de la structure :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

- **Pour les poteaux :**

On clique sur le bouton 

Une fenêtre s'affiche (**Properties of Object**) → **None** → on choisit le nom de la section Pot (35×35) par exemple et on valide.

- **Pour les poutres et les voiles :**

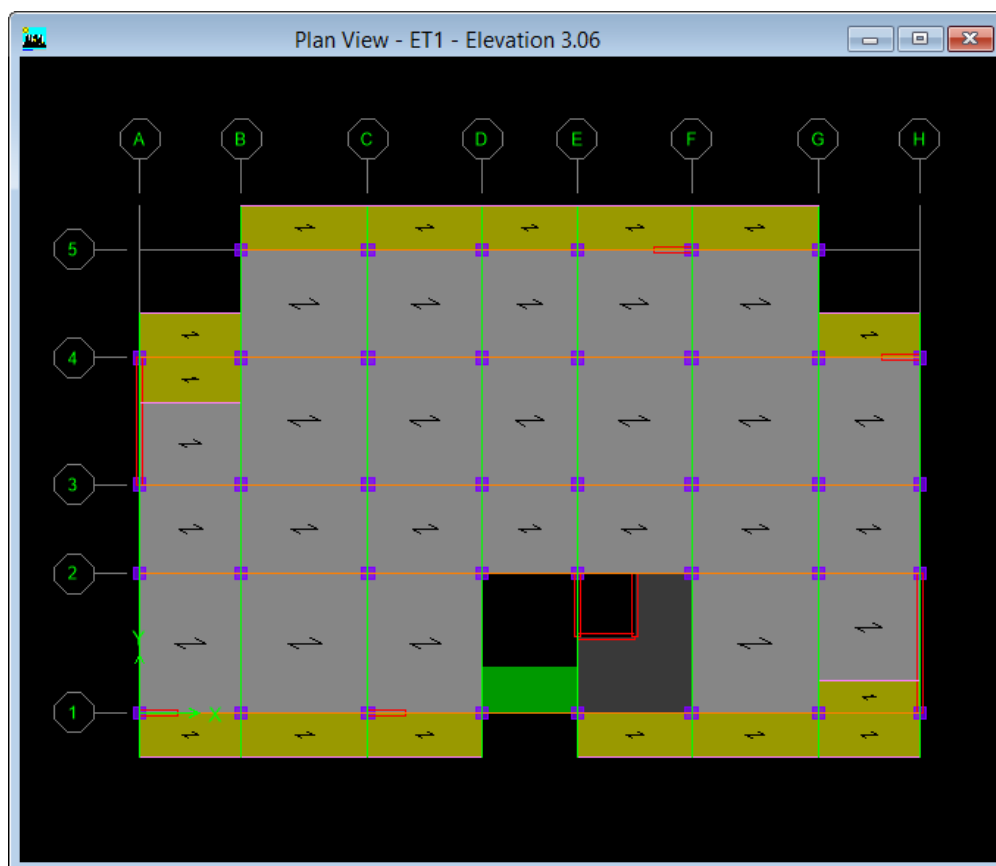
De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles.

- **Pour les planchers et les dalles pleines :**

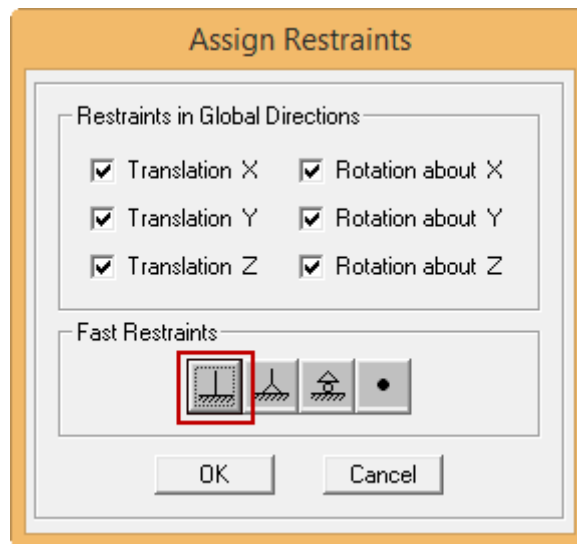
On clique sur le bouton  ou 

Une fenêtre s'affiche (**Properties of Object**) → **None** → on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :



Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tous les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

➤ **Masse source :**

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{équation 4-5 RPA 99}).$$

Avec :

W_i : Poids total de la structure.

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

➤ **Diaphragme :**

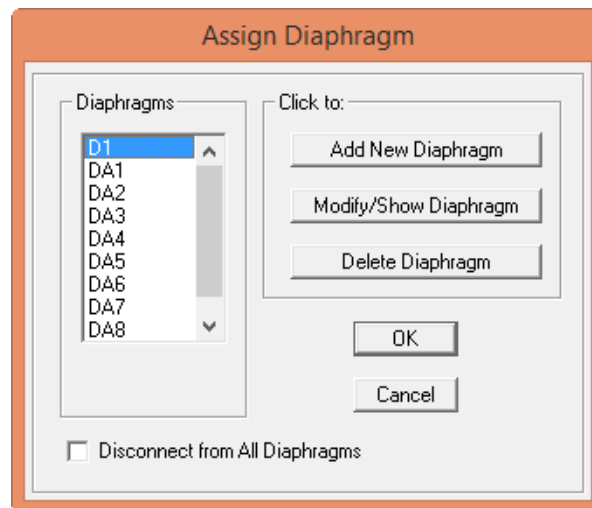
Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maitre, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

On sélectionne le premier étage → Assign → Joint/Point

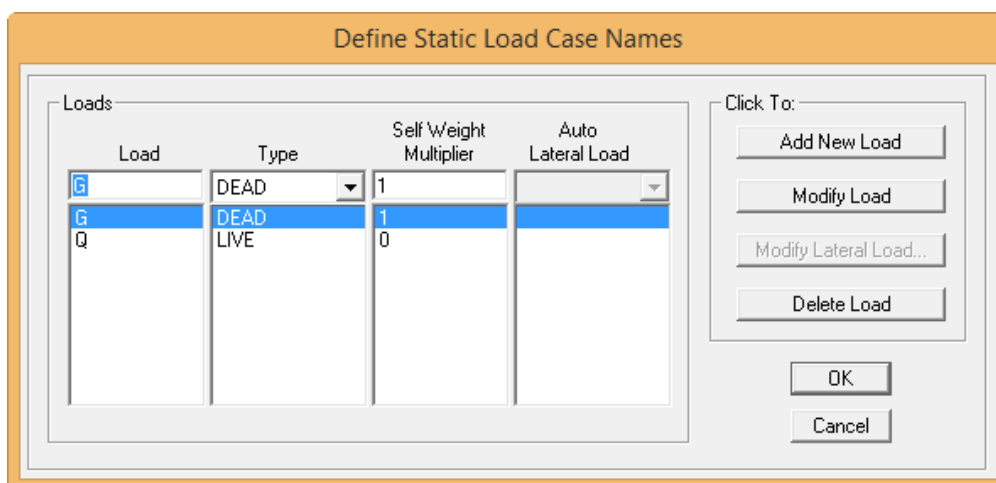
→ Diaphragmas  → DA1 → OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.



Étape D : Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitations (Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **Static Load Cases** .



Étape G : Chargement des éléments

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dus aux : mur extérieur, l'acrotère, l'escalier) qui leur revient en cliquant sur :

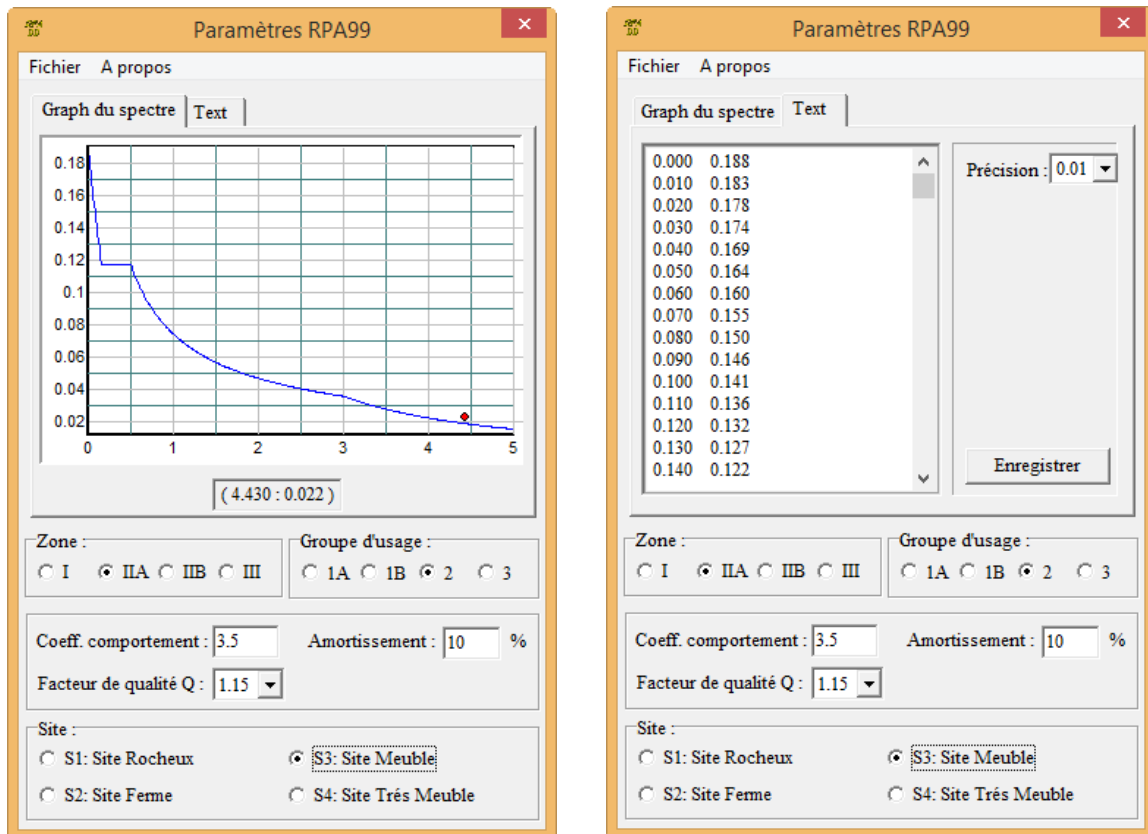
Assign → **Frame/ line load** → **Distributed** .

On sélectionne chaque élément surfacique (Planchers et dalles pleines) et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **Assign** → **Shell/areas load** → **Uniform** .

Étape E : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003

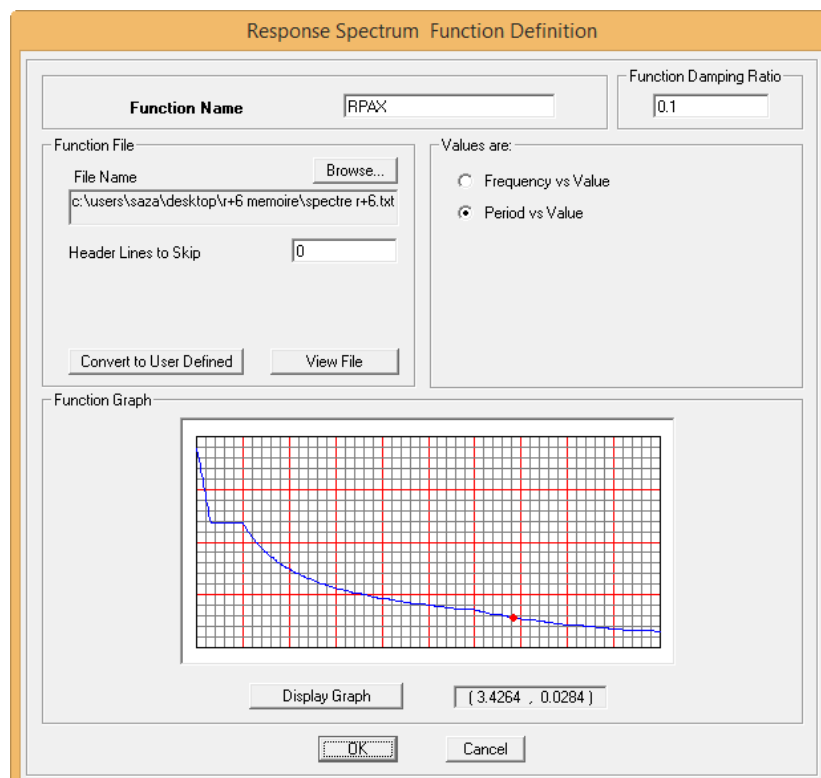
Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

On tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : **Text** → **Enregistrer**.



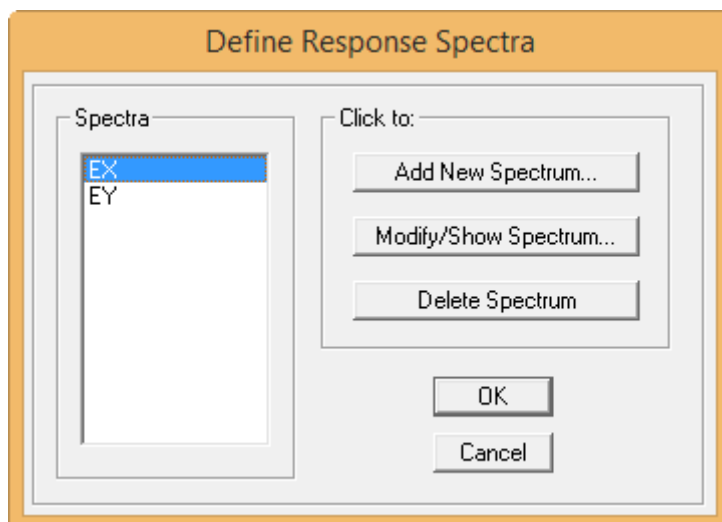
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define → **Response spectrum**  → **Function Spectre from file.**



Étape F : Définition de la charge sismique « E »

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Cases**  → **Add New Spectrum**.



Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC
 f1 f2

Directional Combination
☒ SRSS ☐ ABS Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPAX	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.)
 Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC
 f1 f2

Directional Combination
☒ SRSS ☐ ABS Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPAY	9.81
UZ		

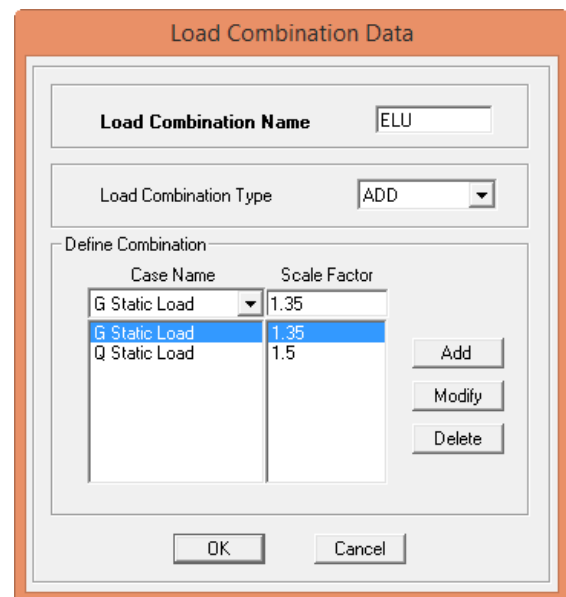
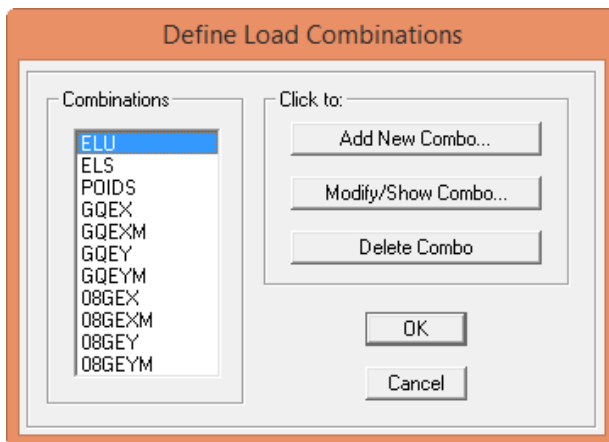
Excitation angle

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.)
 Override Diaph. Eccen.

Étape H : *Introduction des combinaisons d'actions***Combinaisons aux états limites :**ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ ELS : $G + Q$ **Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003 :**GQE : $G + Q \pm E$ 08GE : $0,8 \times G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define → **Loads Combinations**  → **Add New Combo**.

**Étape « I » :** *Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats*➤ **Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur :

Analyze → **Run Analysis**  ou **(F5)** pour lancer l'analyse.

➤ **Visualisation des résultats :**• ***Déformée de la structure :***

On clique sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

• ***Diagramme des efforts internes :***

On se positionne sur un portique, on clique sur :

Display → **Show Member Forces / Stresses Diagrame** 

- *Déplacement :*

Pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, puis on clic sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et on choisit la combinaison.

- *Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base :*

Show Tables → Base Reactions → Select Cases/Comb → E.

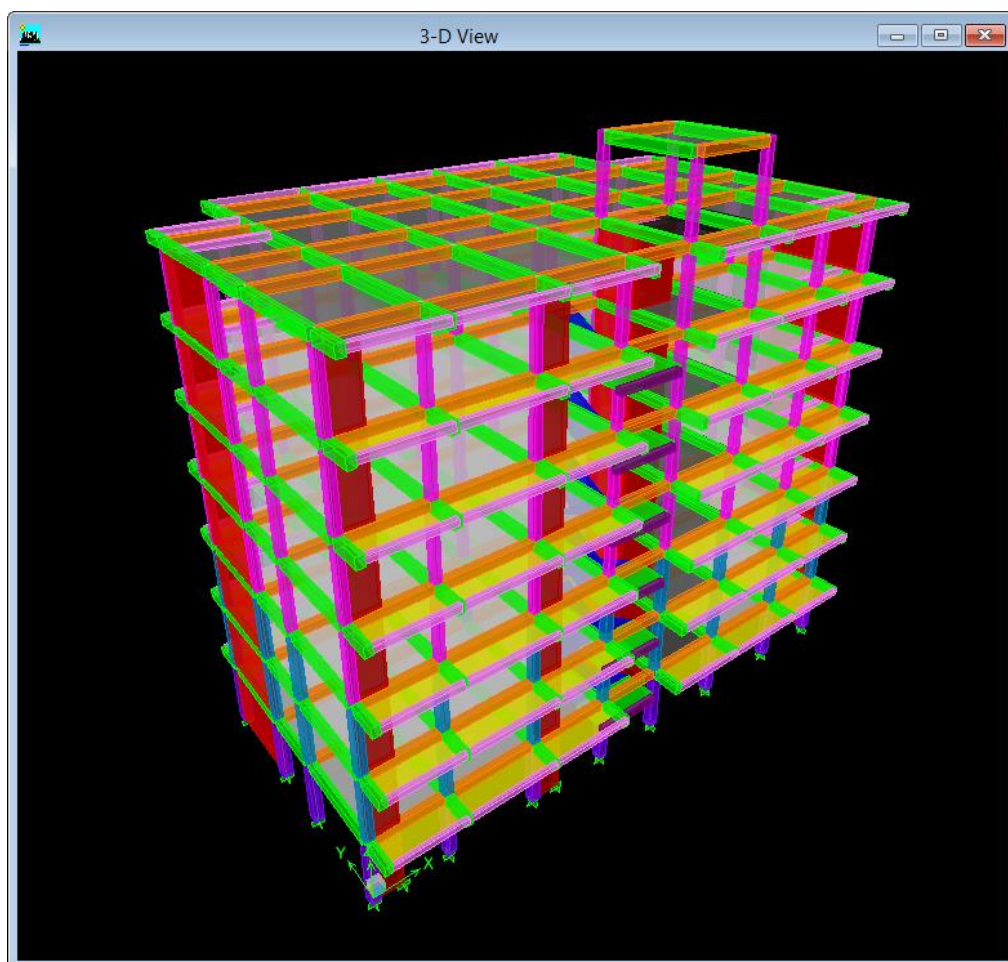


FIGURE IV.1 : Vue en 3D de la structure.

Chapitre V :

Vérification des exigences du RPA

V.1 Introduction :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99 version 2003 qui sont :

- 1) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 2) L'effort tranchant à la base.
- 3) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.
- 4) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R.
- 5) Justification vis-à-vis des déplacements.
- 6) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

V.2 Présentation de l'ouvrage :

- Notre projet est un bâtiment en R+6, implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le RPA 99 version en 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Bâtiment à usage multiples (habitation et commerce).
- Site meuble S3 (rapport géotechnique)
- Système structurel : Mixtes (Portiques + Voiles)

V.2.1 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 1.10 s

**Display → Show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information
→ Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios**

On aura les résultats représentés par le tableau suivant :

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRX	SumRY
▶	1	0.759534	70.6382	0.4576	70.6382	0.4576	1.0139	0.6419	97.2361
	2	0.574817	0.6550	66.1381	71.2932	66.5957	1.1025	96.2041	98.1393
	3	0.460342	0.8152	1.2560	72.1084	67.8517	65.6674	98.0811	99.2181
	4	0.222392	14.6391	0.0308	86.7476	67.8825	0.1037	98.0826	99.5744
	5	0.158649	0.2230	2.1768	86.9705	70.0592	0.0946	98.2571	99.5908
	6	0.157939	0.3651	1.0409	87.3356	71.1001	0.3714	98.3411	99.6186
	7	0.146659	0.0055	0.0963	87.3411	71.1964	0.0966	98.3481	99.6189
	8	0.131513	0.0811	15.6509	87.4222	86.8473	0.8255	99.6034	99.6244
	9	0.105673	2.9122	0.5743	90.3345	87.4216	11.0910	99.6513	99.7716
	10	0.104252	2.9033	0.2154	93.2378	87.6370	7.5896	99.6699	99.9028
	11	0.063310	3.0391	0.0227	96.2769	87.6597	0.0149	99.6705	99.9492
	12	0.058600	0.0317	6.7037	96.3087	94.3634	0.2789	99.9287	99.9502
	13	0.046340	0.0087	0.2577	96.3173	94.6211	6.7523	99.9379	99.9507
	14	0.042969	1.8592	0.0059	98.1766	94.6270	0.0010	99.9380	99.9785
	15	0.035746	0.0065	2.9600	98.1831	97.5870	0.1254	99.9795	99.9786
	16	0.031570	1.1072	0.0000	99.2903	97.5870	0.0163	99.9795	99.9903
	17	0.028586	0.0287	0.0817	99.3190	97.6687	2.7949	99.9806	99.9908
	18	0.028206	0.0243	0.0598	99.3433	97.7285	0.0361	99.9814	99.9911
	19	0.026704	0.0057	0.3846	99.3490	98.1130	0.0000	99.9850	99.9912

- ♦ Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X,**
Il mobilise 70.6382 % de la masse.
- ♦ Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y,**
Il mobilise 66,1381 % de la masse.
- ♦ Le troisième mode de vibration est : **une rotation.**

➤ **Nombres de modes propres** : (Article 4.3.4 – RPA99 version 2003)

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **12 modes**

12 eme mode → **Sens X-X** : 96.3087 % > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 94.3634 % > 90% → **Condition vérifiée.**

V.2.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{(Formule 4.1 - Article 4.2.3 RPA 99 version 2003).}$$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q : acteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux ... etc).

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent :

A) **Coefficient d'accélération de zone (A)** :

Il donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

	ZONE			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Dans notre cas : Zone IIa, groupe d'usage 2 → **A = 0,15**

B) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Il fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Formule 4.2 – RPA 99 version 2003})$$

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

Dans notre cas, on a :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.5 \end{array} \right\} \quad \text{Site meuble S3}$$

- Facteur de correction d'amortissement η :**

Il est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$ (Formule 4.3 – RPA99 version 2003)

Où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : $\xi = 10\% \rightarrow \eta = 0.763 > 0,7$

- Estimation de la période fondamentale de la structure :**

On a pour la période donnée par l'ETABS pour le premier mode : $T_{\text{ETABS}} = 0,759 \text{ sec}$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_T \times h_N^{3/4}$

Avec :

h_N : la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n.

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003. Dans notre cas : $C_T = 0,05$.

Remarque :

Les valeurs de **T**, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 1,3 \times 0,05 \times (24,48)^{3/4} \rightarrow T = 0,715 \text{ sec} \quad (\text{Selon l'article 4.2.4 du RPA 99 version 2003})$$

Dans notre cas, on peut également utiliser la formule : $T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$

$$T_{\text{empirique}(x)} = 0,09 \times \frac{24,48}{\sqrt{24,9}} = 0,441 \text{ sec} \rightarrow 1,3 \times T_{\text{empirique}(x)} = 1,3 \times 0,441 = 0,573 \text{ sec}$$

$$T_{\text{empirique}(y)} = 0,09 \times \frac{24,48}{\sqrt{14,9}} = 0,570 \text{ sec} \rightarrow 1,3 \times T_{\text{empirique}(x)} = 1,3 \times 0,570 = 0,741 \text{ sec}$$

Donc : **T = 0,573 sec**

$$\text{Finalement : } D = 2,5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,763 \left(\frac{0,5}{0,573}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow D = 1,741$$

C) Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule : **Q = 1 + Σ P_q**

Avec :

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Non	0,10

On aura finalement : **Q = 1,15**

D) Détermination du poids de la structure (W) :

Pour chaque niveau « i » on aura : **W_i = W_{Gi} + β W_{Qi}**

D'où : $W_T = \sum_1^7 W_i$

Avec : W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta = 0,20$ (cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le tableau 4-5 du RPA 99 version 2003.

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → **Show tables** → **Building Output Table**
 → **Story Shears** → **POIDS Combo**

On aura les résultats représentés par ce tableau :

	Story	Load	Loc	P
►	TERRASSE-1	POIDS	Top	137.33
	TERRASSE-1	POIDS	Bottom	164.87
	TERRASSE	POIDS	Top	3354.99
	TERRASSE	POIDS	Bottom	3907.32
	ET6	POIDS	Top	7123.77
	ET6	POIDS	Bottom	7885.09
	ET5	POIDS	Top	11101.55
	ET5	POIDS	Bottom	11862.87
	ET4	POIDS	Top	15079.32
	ET4	POIDS	Bottom	15840.64
	ET3	POIDS	Top	19057.10
	ET3	POIDS	Bottom	19912.89
	ET2	POIDS	Top	23129.35
	ET2	POIDS	Bottom	23985.15
	ET1	POIDS	Top	27201.60
	ET1	POIDS	Bottom	28166.41

On choisit la valeur indiquée pour : ET1 - Bottom

Donc : $W = 28166,41 \text{ KN}$

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

$$0,8 \times V_{MSE} = 0,8 \times \frac{0,15 \times 1,741 \times 1,15}{3,5} \times 28166,41 = 1933,49 \text{ KN}$$

• **Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS :**

En procédant par les étapes suivantes :

Display → **Show tables** → **Building Modal Information**
 → **Combinaison : EX spectra et EY spectra**
 → **Table : Response Spectrum Base Reactions**

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	13	U1	0.41	2.26	0.00	-5.749	1.294	25.558
	EX	14	U1	89.70	5.04	0.00	-9.198	148.087	-542.496
	EX	15	U1	0.32	-6.82	0.00	10.904	0.658	-86.829
	EX	16	U1	55.24	0.07	0.00	0.936	76.665	-375.190
	EX	17	U1	1.45	2.44	0.00	-3.839	2.387	22.418
	EX	18	U1	1.22	-1.92	0.00	2.951	2.004	-32.312
	EX	19	U1	0.29	2.36	0.00	-3.106	0.325	27.427
	EX	20	U1	1.63	6.23	0.00	-7.817	3.454	65.632
	EX	21	U1	21.69	-9.70	0.00	12.226	28.798	-264.192
	EX	22	U1	0.19	-1.92	0.00	2.643	0.792	-25.129
	EX	23	U1	0.10	0.67	0.00	-0.739	0.210	7.588
	EX	24	U1	0.02	-0.70	0.00	0.796	0.148	-8.935
	EX	25	U1	0.51	1.51	0.00	-1.843	0.757	15.789
	EX	26	U1	0.12	-0.78	0.00	0.610	-0.165	-10.441
	EX	27	U1	0.03	-0.43	0.00	0.430	0.026	-5.510
	EX	All	All	1935.56	202.19	0.00	3197.172	28919.404	12334.451
	EY	1	U2	138.07	11.11	0.00	-177.643	2186.406	-797.442
	EY	2	U2	-193.01	1939.39	0.00	-31465.065	-3059.068	25372.175
	EY	3	U2	32.56	40.42	0.00	-666.929	505.625	316.691
	EY	4	U2	21.61	0.99	0.00	-3.002	45.515	-133.810
	EY	5	U2	22.42	70.05	0.00	-267.718	81.954	746.401
	EY	6	U2	-19.84	33.50	0.00	-128.443	-73.933	419.325
	EY	7	U2	-0.75	3.13	0.00	-11.393	-2.334	41.125

On choisit la valeur maximale dans chaque sens :

EX → All → F1 → $V_{X\text{ETABS}} = 1935,56 \text{ KN}$

EY → All → F2 → $V_{Y\text{ETABS}} = 2104,77 \text{ KN}$

• **Comparaison des résultats des forces sismiques :**

$V_{X\text{ETABS}} = 1935,56 \text{ KN} > 0,8 \times V_{\text{MSE}} = 1933,49 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

$V_{Y\text{ETABS}} = 2104,77 \text{ KN} > 0,8 \times V_{\text{MSE}} = 1933,49 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

V.2.3 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

On doit satisfaire la condition suivante (Article 7.1.3.3 du RPA99 modifiée 2003) :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal sismique.

B : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

▪ Pour les poteaux 40×40 : $N_d = 1003,41 \text{ KN}$

$$v = \frac{1003,41}{0,4 \times 0,4 \times 2500} = 0,25 < 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Pour les poteaux 35x35 : $N_d = 855,03 \text{ KN}$

$$v = \frac{855,03}{0,35 \times 0,35 \times 25000} = 0,28 < 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Pour les poteaux 30x30 : $N_d = 571,41 \text{ KN}$

$$v = \frac{571,41}{0,3 \times 0,3 \times 25000} = 0,25 < 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.2.4 Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R :

Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View → **Set 3D View** → une fenêtre apparait on sélectionne « XZ » et on met 0 pour Aperture.

Ensuite **Display** → **Show Deformed Shape** → on sélectionne la combinaison **Ex**.

Ensuite **Draw** → **Draw Section Cut**

→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.1478	0.5096
End Point	25.308	0.4185

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.0801	0.4641	0.	359.8028

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1935.2776	204.8885	3.768E-10	1935.2776	204.8885	0.2964
Moment	3237.4596	28914.9211	16190.9874	3244.455	28881.5732	16190.9874

Close Refresh

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case **(Force-1)** : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **Columns**, **Floors**, **Beams**, **Braces**, **Ramps** et on clique sur **Refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -1.1478 Y: 0.5096

End Point X: 25.308 Y: 0.4185

Resultant Force Location and Angle

X: 12.0801 Y: 0.4641 Z: 0 Angle: 359.8028

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1123.6967	1299.7429	1583.7746	1273.4317	168.4631	941.0293
Moment	2806.2498	9384.5385	10216.2696	5124.1426	8703.1114	12018.7044

Close Refresh

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison « **Ex** » par « **Ey** » et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison « **ELU** » puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

- **Récapitulatif des résultats :**

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les Voiles uniquement	
Unités	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	1935.2776	100	1123.6967	58.06
Sens Ey	2105.9170	100	1510.1916	71.71
ELU	44230.0700	100	10059.2472	22.74

Tableau V.1 : Justification du système de contreventement.

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement : **R = 3,5**.

V.2.5 Justification vis-à-vis des déplacements :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 version 2003, formule 4-19})$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

δ_{kx} : Déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

δ_{ky} : Déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

H_e : Hauteur de l'étage courant

- **Dans le sens longitudinal :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → Show Tables → Displacement Data → Table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison **Ex** en cliquant sur : **Select Cases/Combos**

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

	Story	Diaphragm	Load	UX
►	TERRASSE-1	DA8	EX	1.9367
	TERRASSE	DA7	EX	1.8659
	ET6	DA6	EX	1.6068
	ET5	DA5	EX	1.3170
	ET4	DA4	EX	0.9976
	ET3	DA3	EX	0.6669
	ET2	DA2	EX	0.3603
	ET1	DA1	EX	0.1113

- **Dans le sens transversal :**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison **Ex** par **Ey** en cliquant sur : **Select cases/combos** → à la fin on clique sur OK

	Story	Diaphragm	Load	UY
►	TERRASSE-1	DA8	EY	1.4372
	TERRASSE	DA7	EY	1.2560
	ET6	DA6	EY	1.0321
	ET5	DA5	EY	0.8035
	ET4	DA4	EY	0.5762
	ET3	DA3	EY	0.3642
	ET2	DA2	EY	0.1854
	ET1	DA1	EY	0.0564

Le tableau des résultats du calcul avec Les combinaisons Ex et Ey :

Story	Diaphragme	UX	Δ_x	UY	Δ_y	1% × h (cm)	Condition
TERRASSE-1	DA8	1.9367	1.9367	1.4372	1.4372	3.06	CV
TERRASSE	DA7	1.8659	0.0708	1.256	0.1812	3.06	CV
ETAGE 6	DA6	1.6068	0.2591	1.0321	0.2239	3.06	CV
ETAGE 5	DA5	1.317	0.2898	0.8035	0.2286	3.06	CV
ETAGE 4	DA4	0.9976	0.3194	0.5762	0.2273	3.06	CV
ETAGE 3	DA3	0.6669	0.3307	0.3642	0.212	3.06	CV
ETAGE 2	DA2	0.3603	0.3066	0.1854	0.1788	3.06	CV
ETAGE 1	DA1	0.1113	0.249	0.0564	0.129	3.06	CV

Tableau V.2 : Vérification des déplacements relatifs.

V.2.6 Vérifications de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0,1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si $\theta_k < 0,10$: Les effets du 2ème ordre sont négligés.
- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: Il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1-\theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

- **Pour les valeurs V_x et V_y :**

Display → Show Tables → Building Output → Table : Story Shears

Puis on définit la combinaison **Ex** et **Ey** en cliquant sur : **Select Cases/Combos**

- **Pour la valeur P :**

Mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison **P** du poids.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Story	H [cm]	Δx	Δy	P [KN]	V _x	V _y	θ_x	θ_y	Conclusion
Ter-1	306	1.9367	1.4372	164.87	33.02	43.08	0.0316	0.0179	C.V
Ter	306	0.0708	0.1812	3742.45	545.97	618.92	0.0015	0.0035	C.V
ET6	306	0.2591	0.2239	3977.77	948.17	1072.78	0.0035	0.0027	C.V
ET5	306	0.2898	0.2286	3977.78	1271.03	1423.19	0.0029	0.0020	C.V
ET4	306	0.3194	0.2273	3977.77	1527.13	1690.55	0.0027	0.0017	C.V
ET3	306	0.3307	0.212	4072.25	1724.4	1886.59	0.0025	0.0014	C.V
ET2	306	0.3066	0.1788	4072.26	1862.32	2023.66	0.0021	0.0011	C.V
ET1	306	0.249	0.129	4181.26	1935.56	2104.77	0.0017	0.0008	C.V

Tableau V.3 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

Conclusion :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, nous pouvons donc passer au ferrailage de la structure.

Chapitre VI :

Ferraillage des éléments structuraux

VI.1 Ferrillages des poteaux :

VI.1.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non-exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

- ❖ $1,35 G + 1,5 Q$ (ELU)
- ❖ $G + Q \pm E$
- $0,8 \times G \pm E$ } (Combinaisons d'actions sismiques du RPA 99 version 2003).

Les efforts à prendre en considération sont les suivants :

- Effort normal maximal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Effort normal minimal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Moments « M2 » et « M3 » ainsi que leurs efforts normaux « N » correspondants.

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tableau VI.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

VI.1.2 Recommandations du RPA 99 (Article 7.4.2) pour le ferrailage des poteaux :

A) Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **II.a** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section de Poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min} = 0,8\% \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% \times b \times h$	Zone courante $A_{max} = 4\% b \times h$
(40 × 40)	12,8	96	64
(35 × 35)	9,8	73,5	49
(30 × 30)	7,2	54	36

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

B) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : (formule 7.1, RPA99 version 2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_a}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armature transversale.

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ MPa}$.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_a = \begin{matrix} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{matrix}$

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement du poteau, elle est donnée suivant l'article **B.8.3.3** du **BAEL91/99** :

$$L_f = 0,7 \times h_e$$

h_e : Hauteur du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales. Cet espacement est fixé comme suit :

- **En zone nodale** : $S_t \leq \text{Min}(10 \phi, 15\text{cm}) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$
- **En zone courante** : $S_t \leq 15 \phi \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Avec : **$\emptyset$** : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times s_t}$ en % est donnée comme suit :

$\begin{matrix} 0,3\% \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \rightarrow \lambda_g < 3 \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{matrix}$
--

• Différence de la convention de signes entre les deux logiciels :

La convention de signes entre « ETABS » et « SOCOTEC » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « ETABS » représentent des tractions et les moments négatifs représentent des compressions. Contrairement à « SOCOTEC », où les efforts normaux positifs représentent des compressions et les négatifs des tractions.

• Les coefficients γ_b , γ_s et θ :

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

- En situation courante et pour $t > 24 \text{ h}$ (ELU et ELS) :
 $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$ et $\theta = 1$
- En situation accidentelle et pour $t \leq 1 \text{ h}$ (Combinaisons sismiques) :
 $\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1$ et $\theta = 0,85$

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :
 Nom du fichier : sans nom

☒ Dessin Géométrie Type
☐ Dessin Géométrie Saisie

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cd} 25 MPa Coeff. acier/béton : n 15
 Limite élast. acier : f_e 500 MPa

Géométrie
 Largeur : b m
 Hauteur : h m
 Pos. cdg armatures sup. : d' m
 Pos. cdg armatures inf. : c m

☒ Calcul aux ELU ☐ Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN Effort ... : N_s kN
 Moment fléchissant : M_u kN.m Moment ... : M_s kN.m

Coefficients
 durée chargement : θ 1
 sécurité du béton : γ_b 1,5
 sécurité de l'acier : γ_s 1,15

Sections d'armatures
 supérieures : cm²
 inférieures : cm²

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
☐ peu préjudiciable
☐ préjudiciable
☐ très préjudiciable

Type d'armature
☐ rond lisse
☒ barre HA
☐ barre HA

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

Section S [cm ²]	Sollicitations	N [kN]	M [kN.m]	Type	Max (A inf ; A sup) [cm ²]	Amin [cm ²]	Ferrailage	A adoptée [cm ²]
(40x40)	$N^{\max} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-1383,69	5,053	ELU	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14,19
	$N^{\max} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-1383,69	0,21	ELU	0			
	$N^{\min} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-0,84	4,458	0,8G±E	0,29			
	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-0,84	30,869	0,8G±E	2,1			
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-945,28	29,783	G+Q±E	0			
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-640,83	42,508	G+Q±E	0			
(35x35)	$N^{\max} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-1179,3	11,189	ELU	0	9,8	4HA14 + 4HA14	12,3
	$N^{\max} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-1179,3	-0,638	ELU	0			
	$N^{\min} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-1,8	2,083	0,8G±E	0,14			
	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-1,8	2,05	0,8G±E	0,14			
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-116,81	57,473	G+Q±E	3,27			
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-581,47	64,247	G+Q±E	0			
(30x30)	$N^{\max} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-787,38	11,328	ELU	0	7,2	4HA12 + 4HA12	9,04
	$N^{\max} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-787,38	-3,925	ELU	0			
	$N^{\min} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-0,02	0,275	0,8G±E	0,03			
	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-0,02	10,998	0,8G±E	1,03			
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-24,51	53,886	G+Q±E	5,02			
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-279,04	55,011	G+Q±E	2,2			

Tableau VI.3 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux.

C) Vérification à l'ELU :• **Armatures transversales :**

Leur calcul se fait à l'aide de la formule (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

• **Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :**

En zone nodale : $S_t \leq 10 \times \phi_l$ soit : $S_t = 12 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq 15 \times \phi_l$ soit : $S_t \leq 15 \times 1,2 =$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

• **L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Tel que :

L_f : longueur libre du poteau : $L_f = 0,7 \times L_0$

L_0 : c'est la hauteur du poteau.

Section des poteaux des différents niveaux	Niveau	Hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$	ρ_a
40×40	Etage 1	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	5,355	2,5
35×35	Etage 2 et 3	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	6,12	2,5
30×30	Etage 4, 5, 6 et terrasse	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	7,14	2,5

Tableau VI.4 : Valeurs de « λ_g » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux.

Sections	Niveau	λ_g	$A_{\min}$	Espacement (cm)		V_u	A_t	$A_{\text{adopté}}$
40×40	Etage 1	2,5	1,2	Zone nodale	10	53,96	0,84	4HA8 = 2,01cm ² (2 cadres de $\phi 8$)
			1,8	Zone courante	15		1,26	
35×35	Etage 2 et 3	3,75	1,05	Zone nodale	10	60,39	1,08	4HA8 = 2.01cm ² (2 cadres de $\phi 8$)
			1,58	Zone courante	15		1,62	
30×30	Etage 4, 5, 6 et terrasse	2,5	0,9	Zone nodale	10	59	1,23	4HA8 = 2,01cm ² (2 cadres de $\phi 8$)
			1,35	Zone courante	15		1,84	

Tableau VI.5 : Détermination des armatures transversales.

- **Longueur d'ancrage : (BAEL 91 Article : A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPA}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

$\psi = 1,5$ pour les aciers haute adhérence.

- Pour HA 12 : $l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 11,34 \text{ cm}$
- Pour HA 14 : $l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$
- Pour HA 16 : $l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm}$

- **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 40 \times \phi$

Pour :

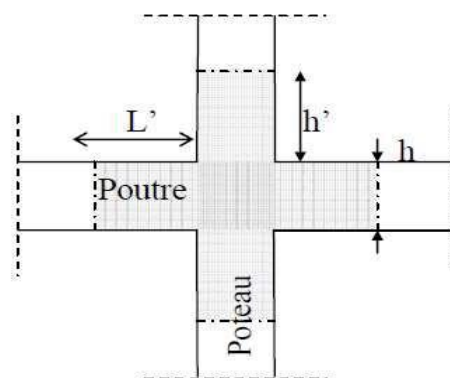
- **HA12** : $L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$
- **HA14** : $L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$
- **HA16** : $L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement : (RPA99/Art 7.4.3.2) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \text{d'où } \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 & \text{d'où } \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**



« Délimitation de la zone nodale »

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right)$$

Poteau 40×40 : $h' = \max \left(\frac{306}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm} \right)$ On aura : $h' = 60 \text{ cm}$

Poteau 35×35 : $h' = \max \left(\frac{306}{6} ; 35 ; 35 ; 60 \text{ cm} \right)$ On aura : $h' = 60 \text{ cm}$

Poteau 30×30 : $h' = \max \left(\frac{306}{6} ; 30 ; 30 ; 60 \text{ cm} \right)$ On aura : $h' = 60 \text{ cm}$

D) Vérification à L'ELS :

➤ **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2.1 – BAEL 91 Modifiée 99)

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section S [cm ²]	Sollicitations	N [kN]	M [kN.m]	es [cm]	A _{min} [cm ²]	A adoptée [cm ²]	A adoptée > A _{min}
(40x40)	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1003,64	3,624	0,36	4,54	14,19	Condition vérifiée
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1003,64	0,157	0,02	4,40		
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-185,32	-0,191	0,10	4,43		
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-185,32	-1,788	0,96	4,82		
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-659,47	15,752	2,39	5,79		
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-717,16	13,345	1,86	5,37		
(35x35)	N ^{max} → M2 ^{corr}	-855,57	8,038	0,94	3,69	12,3	Condition vérifiée
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-855,57	-0,453	0,05	3,34		
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-117,5	-0,041	0,04	3,34		
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-117,5	-2,713	2,31	4,58		
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-440,68	20,649	4,69	10,85		
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-479,24	14,671	3,06	5,44		
(30x30)	N ^{max} → M2 ^{corr}	-571,71	8,151	1,43	2,98	9,04	Condition vérifiée
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-571,71	-2,821	0,49	2,56		
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-11,92	-0,114	0,96	2,75		
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-11,92	5,954	49,95	0,82		
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-101,47	21,436	21,13	0,54		
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-113,21	18,585	16,42	0,35		

Tableau VI.6 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.

Toutes les sections adoptées sont supérieures aux sections minimales imposées par la condition de non fragilité, les exigences de l'article A.4.2.1 du BAEL 91 sont donc satisfaites.

E) État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5.32 – BAEL 91).

F) État limite de compression du béton :

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

Pour simplifier le calcul, cette vérification est effectuée à l'aide du logiciel de ferrailage « SOCOTEC ».

Section S [cm ²]	Sollicitations	N [kN]	M [kN.m]	A sup- adoptée [cm ²]	A inf- adoptée [cm ²]	σ_{bc-sup} [MPa]	σ_{bc-inf} [MPa]	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
(40×40)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-1003,64	3,624	14,19	14,19	5,17	4,74	CV
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-1003,64	0,157			4,96	4,95	CV
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	-185,32	-0,191			0,93	0,90	CV
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	-185,32	-1,788			1,02	0,81	CV
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-659,47	15,752			4,19	2,32	CV
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-717,16	13,345			4,33	2,75	CV
(35×35)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-855,57	8038	12,3	12,3	6,08	4,65	CV
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-855,57	-0,453			5,41	5,33	CV
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	-117,5	-0,041			0,74	0,73	CV
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	-117,5	-2,713			0,98	0,5	CV
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-440,68	20,649			4,60	0,93	CV
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-479,24	14,671			4,31	1,71	CV
(30×30)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-571,71	8,151	9,04	9,04	6,03	3,73	CV
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-571,71	-2,821			5,28	4,48	CV
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	-11,92	-0,114			0,12	0,09	CV
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	-11,92	5,954			1,13	0	CV
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-101,47	21,436			4,43	0	CV
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-113,21	18,585			3,97	0	CV

Tableau VI.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.

G) Schéma de ferrailage des poteaux :➤ **Poteaux (40×40) :**

Les armatures longitudinales : $4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 14,6 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

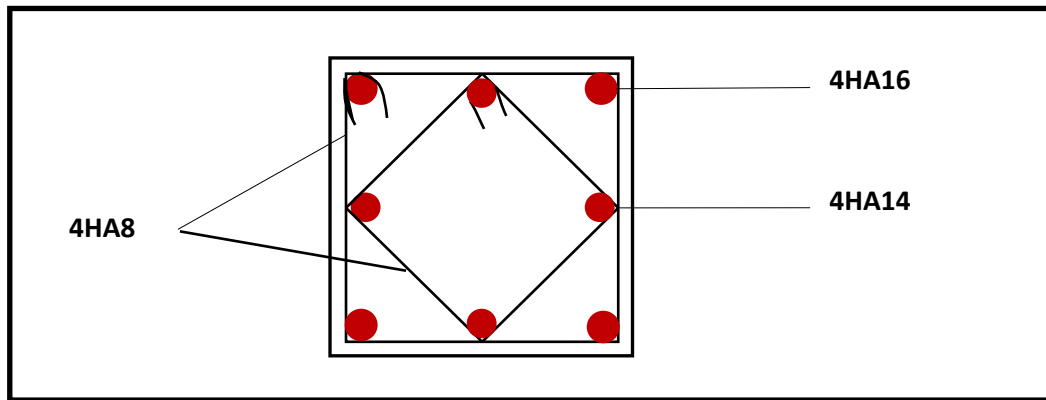


Figure VI.1 : Ferrailage Poteau 40×40.

➤ **Poteaux (35×35) :**

Les armatures longitudinales : $4\text{HA}14 + 4\text{HA}14 = 14,19 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

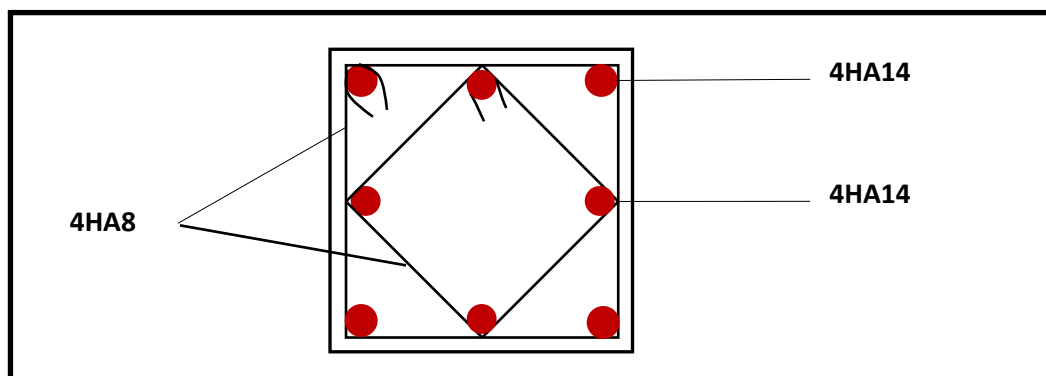


Figure VI.2 : Ferrailage Poteau 35×35.

➤ **Poteaux (35×35) :**

Les armatures longitudinales : $4\text{HA}12 + 4\text{HA}12 = 12,30 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

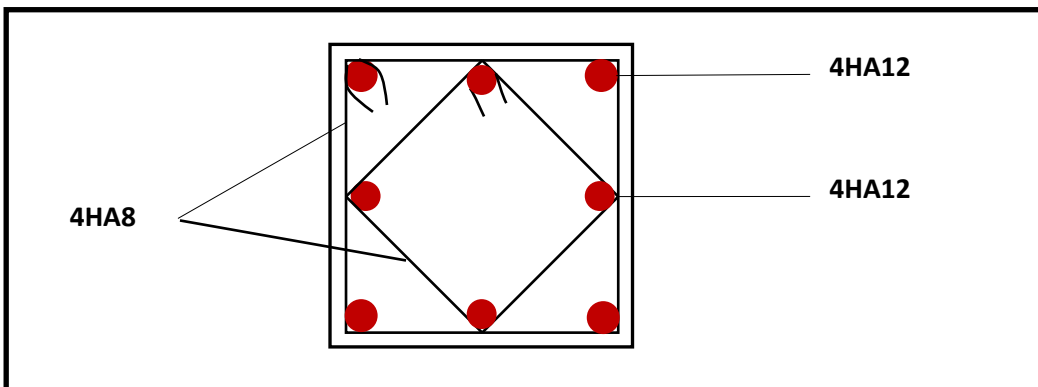


Figure VI.3 : Ferrailage Poteau 30×30.

VI.2 Ferrailage des poutres :

VI.2.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

- ❖ $1,35 G + 1,5 Q$ (ELU)
- ❖ $G + Q \pm E$
- $0,8 \times G \pm E$ } (Combinaisons d'actions sismiques du RPA 99 version 2003).

VI.2.2 Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2) :

A) Armatures longitudinales : (Article 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40φ en zone I et IIa
- 50φ en zone IIb et III

Dimensions des poutres	A minimal [cm ²] (0,5% de la section)	A maximal [cm ²]	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
PP 40×30	6,00	48	72
PS 35×30	5,25	42	63

Tableau VI.8 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.

B) Armatures transversales : (Article 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times s \times b$

L'espacement :

- **Zone nodale :** Minimum de $(h/4, 12 \varphi)$
- **En dehors de la zone nodale :** $S \leq h/2$

La valeur du diamètre φ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

VI.2.3 Calcul des armatures (ELU) :

➤ Armatures longitudinales :• **Poutres principales :**

	M_{max} [Kn.m]	Combinaisons	A calculée [cm ²]	A min [cm ²]	Choix des barres	A adoptée [cm ²]
En travée	37,737	ELU	3,08	6,00	3T14 + 3T14	9,24
Aux appuis	83,394	G+Q±E	9,04		3T14 + 3T14	9,24

Tableau VI.9 : Détermination des armatures longitudinales des poutres principales.

• **Poutres secondaires :**

	M_{max} [Kn.m]	Combinaisons	A calculée [cm ²]	A min [cm ²]	Choix des barres	A adoptée [cm ²]
En travée	47,717	G+Q±E	5,91	5,25	3T14 + 3T14	9,24
Aux appuis	64,228	G+Q±E	8,08		3T14 + 3T14	9,24

Tableau VI.10 : Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires.

➤ Armatures transversales :• **Poutres principales :**

Espaceurment maximum entre les armatures transversales :

- **Zone nodale :** $St_{max} \leq \min (h/4 ; 12 \varphi) = \min (40/4 ; 12 \times 1,2) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$
- **Zone courante :** $St \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$

D'où :

- **Zone nodale :** $At = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2$
- **Zone courante :** $At = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

Soit : **At = 4HA8** (1 un cadre et un étrier = 2,01 cm²)• **Poutres secondaires :**

Espaceurment maximum entre les armatures transversales

- **Zone nodale :** $St_{max} \leq \min (h/4 ; 12 \varphi) = \min (35/4 ; 12 \times 1,2) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$
- **Zone courante :** $St \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$

D'où :

- **Zone nodale :** $At = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2$
- **Zone courante :** $At = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

Soit : **At = 4HA8** (1cadre et un étrier de = 2,01 cm²)

- **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée comme suit : $L' = 2 \times h$

Avec :

L' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où :

Poutres principales : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

VI.2.4 Vérifications à l'ELU :

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

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales : $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{min} , donc, la condition est vérifiée.

B) Vérification au cisaillement : (Art 5.1,211 – BAEL 91 modifié 99)

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d}$$

Poutres principales : $\tau_u = \frac{91,68 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{(42,41 \times 10^3)}{300 \times 320} = 0,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

C) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1,3 – BAEL 91 modifié 99)

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

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} \quad \text{avec : } \sum \mu_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

Poutres principales : $\sum \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$

Poutres secondaires : $\sum \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$

D'où :

Poutres principales : $\tau_{se} = \frac{91,68 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 131,88} = 2,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$

Poutres secondaires : $\tau_{se} = \frac{42,41 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 131,88} = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$

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

D) Ancrage des barres : (Art 6.1,221 – BAEL 91 modifié 99)

Pour les aciers à haute adhérence FeE 400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur minimale de recouvrement est égale à : **$L_s = 40 \times \varphi$ (zone II) (Art. 7.5.2.1 – RPA 99]**

D'où pour les HA14 : $L_s = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

L_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4 \times L_s$

Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm}$

E) Influence de l'effort tranchant :

• Au niveau des appuis : (BAEL 91 / Art. 5.1,312)

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \gamma_s \times \frac{V_{umax}}{f_e}$$

Poutres principales : $A_{st \text{ ancrer}} = \frac{1,15 \times 91,68 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 2,64 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 9,24 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{st \text{ ancrer}} = \frac{1,15 \times 42,41 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1,22 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 9,24 \text{ cm}^2$

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

F) Influence sur le béton : (BAEL 91 / Art. A.5.1, 313)

$$\frac{2 \times Vu}{f_e \times 0,9 \times d} \leq 0,8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

Poutres principales : $\frac{2 \times Vu}{f_e \times 0,9 \times d} = \frac{2 \times 91,68 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 370} = 1,38 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Poutres secondaires : $\frac{2 \times Vu}{f_e \times 0,9 \times d} = \frac{2 \times 42,41 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 320} = 0,74 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

VI.2.5 Vérifications à l'ELS :

A) État limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A} \quad ; \quad \rho = 100 \times \frac{A}{b \times d}$$

	Localisation	Ms max [KN.m]	A adoptée [cm²]	P	β_1	K1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
PP	Travée	27,533	9,24	0,832	0,870	23,46	92,57	3,95	C.V
	Appuis	52,284	9,24	0,832	0,870	23,46	175,78	7,49	C.V
PS	Travée	35,792	9,24	0,962	0,863	21,50	140,27	6,52	C.V
	Appuis	52,572	9,24	0,962	0,863	21,50	206,03	9,58	C.V

Tableau VI.11 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales.

B) Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire cette vérification n'est pas nécessaire.

C) Etat limite de déformation :

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Poutres principales : $f = 0,142 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Poutres secondaires : $f = 0,232 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

VI.2.6 Schéma de ferrailage des poutres :

❖ Poutres principales :

En travée :

- Armatures longitudinales : **3HA14 + 3HA14**
- Armatures transversales : **1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8**

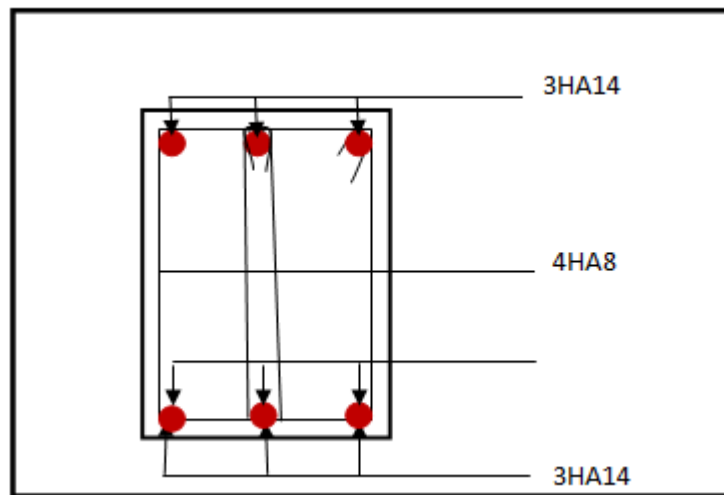


Figure VI.5 : Ferrailage en travée d'une poutre principale.

Aux appuis :

- Armatures longitudinales : **3HA14 + 3HA14**
- Armatures transversales : **1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8**

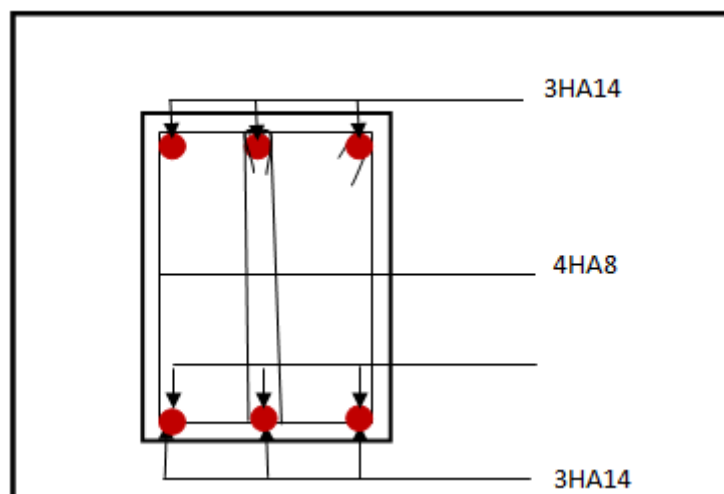
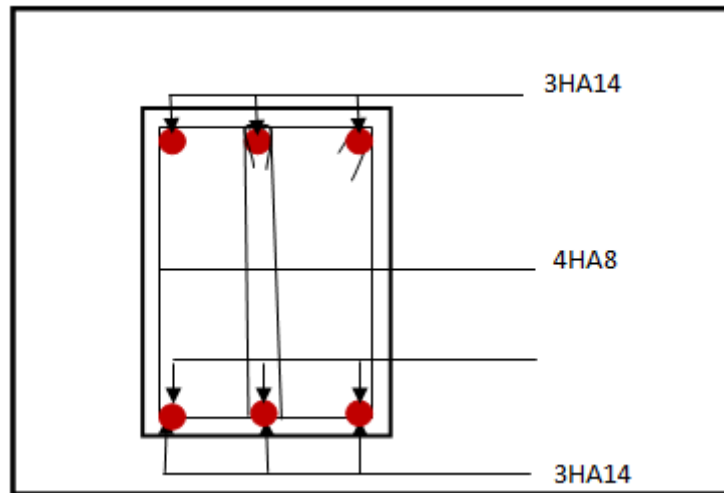


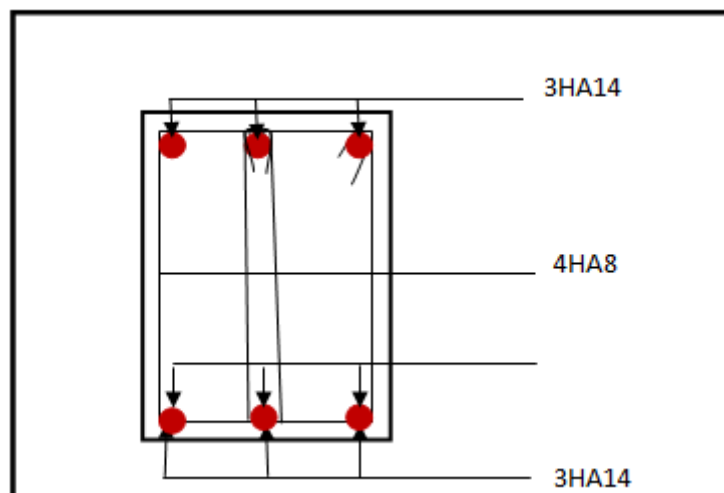
Figure VI.6 : Ferrailage aux appuis d'une poutre principale.

❖ Poutres secondaires :*En travée :*

- Armatures longitudinales : **3HA14 + 3HA14**
- Armatures transversales : **1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8**

**Figure VI.7 :** Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.*Aux appuis :*

- Armatures longitudinales : **3HA14 + 3HA14**
- Armatures transversales : **1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8**

**Figure VI.8 :** Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

VII.3 Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (Charges et surcharges) ainsi qu'à des forces horizontales dues au séisme.

Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (E).

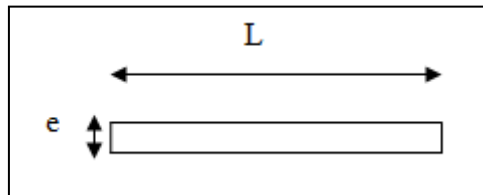
Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VI.3.1 Exposé de la méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules de [Navier- Bernoulli] :

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \quad \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$



B = L × e : section du béton du trumeau.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement tendue (SET).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- Zone I : 1^{ème} étage

- Zone II : 2^{ème} étage au 3^{ème} étage.
- Zone III : 4^{ème} étage jusqu'à l'étage terrasse

Avec :

VL1 : Voiles de 1.20 m de longueur.

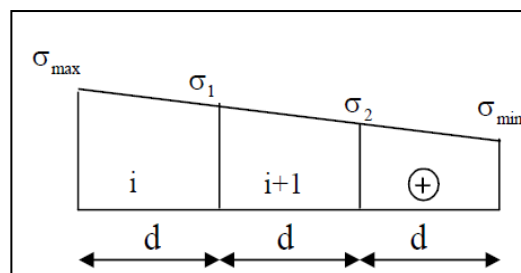
VL2 : Voiles de 1.80 m de longueur.

VT1 : Voiles de 2.00 m de longueur.

VT2 : Voiles de 4.40 m de longueur.

VT3 : Voiles de 4.00 m de longueur.

A) Ferrailage d'une section entièrement comprimé (S.E.C) :



$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \quad \text{avec : } e : \text{épaisseur du voile.}$$

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

- **Situation accidentelle :** $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$
- **Situation courante :** $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

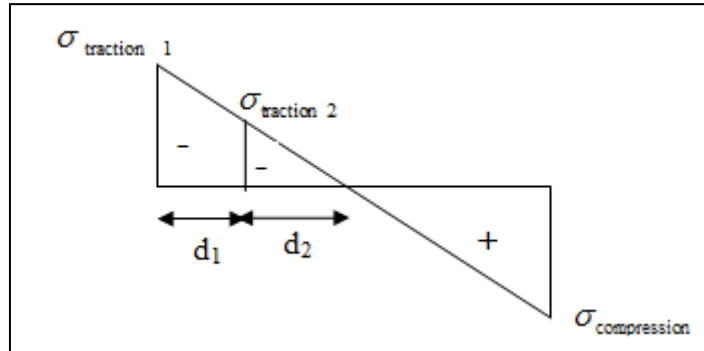
B) Ferrailage d'une section partiellement comprimé (S.P.C) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction } 1} + \sigma_{\text{traction } 2}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction } 1}}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

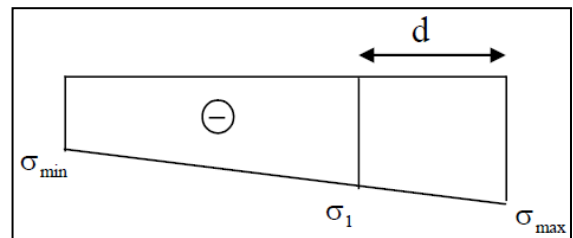
**C) Ferrailage d'une section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{max}} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : **e** : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

**Armatures verticales minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1, CBA93}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1, CBA93}).$$

B : Section du tronçon considéré.

VII.3.2 Exigences du RPA 99 révisée 2003 - art 7.7.4.3 :

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Globalement dans la section du voile } 15 \% \\ \text{En zone courante } 0,10 \% \end{array} \right.$$

A) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ.

$$\text{D'après le BEAL 91/99 : } A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

B) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. ; elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles par mètre carré.

C) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Ces aciers on les utilise en cas de reprise de bétonnage.

D) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

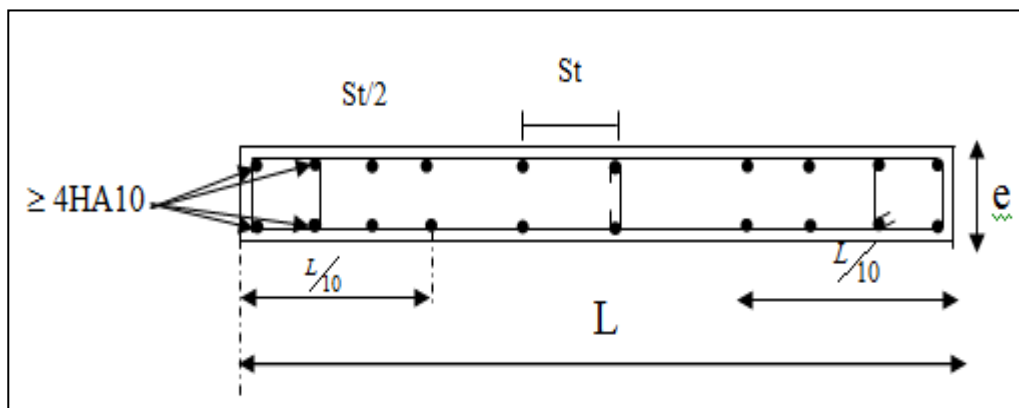


Figure VI.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

E) Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

F) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VII.3.3 Vérifications :

A) Vérification à L'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Sections d'armatures adoptées (verticales).

B) Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ Selon le RPA99 version 2003, Art 7.7.2 :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 \times h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement.

VII.3.4 Exemple de calcul :

Ferrailage de voile longitudinal plein VL1 en Zone I :

A. Caractéristiques géométriques :

L(m)	e (m)	B (m ²)	I (m ⁴)
1,2	0,20	0,24	0,03

Tableau VI.12 : Caractéristiques géométriques.

B. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{\max} = 3694,27 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -9296,85 \text{ KN/m}^2$

C. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3694,27}{3694,27 + 9296,85} \times 1,2 = 0,34 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1,2 - 0,34 = 0,86 \text{ m}$$

D. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_c ; \frac{1}{2}L_t\right) = \min\left(\frac{2,71}{2} ; \frac{2}{3} \times 0,34 ; \frac{1}{2} \times 0,86\right) = 0,23 \text{ m}$$

$$L_t - d = 0,86 - 0,23 = 0,63 \text{ m}$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \times (L_t - d)}{L_t} = \frac{9296,85 \times 0,63}{0,86} = 6810,48 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{9296,85 + 6810,48}{2} \times 0,23 \times 0,2 = 369,85 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6810,48}{2} \times 0,23 \times 0,2 = 156,64 \text{ KN}$$

E. Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{369,85}{348 \times 10^{-1}} = 10,63 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{156,64}{348 \times 10^{-1}} = 4,5 \text{ cm}^2$$

F. Les armatures de couture :

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{600,83 \times 10 \times 1,4}{400} = 23,13 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } T = 1,4 \times V$$

G. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0,2\%B\right)$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{0,23 \times 0,2 \times 2,1 \times 10000}{400} ; 0,002 \times 0,24\right)$$

$$A_{1\min} = 2,415 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (10,65) + \left(\frac{23,13}{4}\right) = 16,43 \text{ cm}^2/\text{bande}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (4,5) + \left(\frac{23,13}{4}\right) = 10,28 \text{ cm}^2/\text{bande}$

❖ **Ferrailage adopté :**

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1^{er} bande	$A_1 = 16,43 \text{ cm}^2$	$2 \times 6\text{HA}14 = 18,46 \text{ cm}^2$	$S_t = 10 \text{ cm}$
2^{ème} bande	$A_2 = 10,28 \text{ cm}^2$	$2 \times 6\text{HA}14 = 18,46 \text{ cm}^2$	$S_t = 10 \text{ cm}$

Tableau VI.13 : Ferrailage adopté.

H. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8 (4HA8)**.

I. Les vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{2719,95 \times 10^3}{0,24 \times 10^6 + 15 \times 23,13 \times 10^2} = 9,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\text{- Selon le RPA 2003 : } \tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 13,2 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{- D'après le BAEL 91 :}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{378,9 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 0,06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VI.14 : Voiles VL1

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h poutre (m)		0.35	0.35	0.35
	h etage (m)		3.06	3.06	3.06
	L (m)		1.20	1.20	1.20
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.24	0.24	0.24
	He		3.060	3.060	3.060
	h		2.71	2.71	2.71
Solicitations de calcul	Vu (kN)		600.830	440.170	374.290
	N _{ser} (kN)		2712.95	2571.62	1923.84
	T (kN)		841.162	616.238	524.006
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		3694.270	1271.130	2877.950
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		9296.850	5569.840	4333.170
	σ_s (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		0.34	0.22	0.48
	L _t		0.86	0.98	0.72
	d		0.23	0.15	0.32
	d _{adopté}		0.23	0.15	0.32
	d2 = L _t - d _{adopté}		0.63	0.83	0.40
	σ_1		6834.003	4722.420	2414.537
	N ₁		366.97	152.99	215.44
	N ₂		155.47	70.20	77.09
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		9.17	3.82	5.39
	A _{v2} /bande (cm²)		3.89	1.75	1.93
	A _{vi} (cm²)		23.13	16.95	14.41
	A'v1/bande/nappe		14.96	8.06	8.99
	A'v2/bande/nappe		9.67	5.99	5.53
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		2.39	1.56	3.35
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		18.46	13.56	13.56
	A'v2 adopté (cm²)		18.46	13.56	13.56
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		4.62	3.60	3.60
	AH adopté (cm²)		4.71	3.92	3.92
	Choix de la section		6HA10	5HA10	5HA10
Armatures transversales	Espacement st (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vérification des contraintes	τ_u max = 5 MPa	τ_u	3.894	2.853	2.426
	τ_b max = 3,26 MPa	τ_b	2.782	2.038	1.733
	σ_{bc} max = 15 MPa	σ_{bc}	10.135	9.878	7.390

Tableau VI.15 : Voiles VL2

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h poutre (m)		0.35	0.35	0.35
	h etage (m)		3.06	3.06	3.06
	L (m)		1.80	1.80	1.80
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.36	0.36	0.36
	He		3.060	3.060	3.060
	h		2.71	2.71	2.71
Sollicitations de calcul	Vu (kN)		619.520	717.440	445.640
	N _{ser} (kN)		665.05	607.18	427.50
	T (kN)		867.328	1004.416	623.896
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		4829.310	2625.400	664.570
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		7645.410	5071.150	2452.050
	σ_s (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		0.70	0.61	0.38
	L _t		1.10	1.19	1.42
	d		0.46	0.41	0.26
	d _{adopté}		0.46	0.41	0.26
	d2 = L _t - d _{adopté}		0.64	0.78	1.16
	σ_1		4425.870	3320.883	2009.003
	N ₁		560.78	343.52	114.15
	N ₂		205.61	135.94	51.41
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		14.02	8.59	2.85
	A _{v2} /bande (cm²)		5.14	3.40	1.29
	A _{vi} (cm²)		23.85	27.62	17.16
	A'v1/bande/nappe		19.98	15.49	7.14
	A'v2/bande/nappe		11.10	10.30	5.57
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		4.88	4.30	2.69
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		20.34	20.34	14.04
	A'v2 adopté (cm²)		20.34	20.34	14.04
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*9HA12	2*9HA12	2*9HA10
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*9HA12	2*9HA12	2*9HA10
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		5.40	5.40	5.40
	AH adopté (cm²)		8.635	8.635	8.635
	Choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vérification des contraintes	τ_u max = 5 MPa	τ_u	2.677	3.100	1.926
	τ_b max = 3,26 MPa	τ_b	1.912	2.214	1.375
	σ_{bc} max = 15 MPa	σ_{bc}	1.703	1.555	1.121

Tableau VI.16 : Voiles VT1

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h poutre (m)		0.40	0.40	0.40
	h etage (m)		3.06	3.06	3.06
	L (m)		2.00	2.00	2.00
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.4	0.4	0.4
	He		3.060	3.060	3.060
	h		2.66	2.66	2.66
Sollicitations de calcul	Vu (kN)		1169.550	595.580	323.510
	N _{ser} (kN)		1439.86	1345.15	959.42
	T (kN)		1637.370	833.812	452.914
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		5868.860	6805.980	5329.790
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		8493.590	8173.450	6636.400
	σ_s (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		0.82	0.91	0.89
	L _t		1.18	1.09	1.11
	d		0.54	0.61	0.59
	d _{adopté}		0.54	0.55	0.55
	d2 = L _t - d _{adopté}		0.64	0.55	0.55
	σ_1		4581.017	4086.725	3318.200
	N ₁		712.35	668.97	552.08
	N ₂		249.59	222.99	184.03
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		17.81	16.72	13.80
	A _{v2} /bande (cm²)		6.24	5.57	4.60
	A _{vj} (cm²)		45.03	22.93	12.46
	A'v1/bande/nappe		29.07	22.46	16.92
	A'v2/bande/nappe		17.50	11.31	7.71
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		5.72	6.36	6.24
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		30.78	22.62	22.62
	A'v2 adopté (cm²)		30.78	22.62	22.62
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*10HA14	2*10HA12	2*10HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*10HA14	2*10HA12	2*10HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		7.70	6.00	6.00
	AH adopté (cm²)		7.92	6.78	6.78
	Choix de la section		7HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vérification des contraintes	τ_u max = 5 MPa	τ_u	4.548	2.316	1.258
	τ_b max = 3,26 MPa	τ_b	3.249	1.654	0.899
	σ_{bc} max = 15 MPa	σ_{bc}	3.212	3.079	2.246

Tableau VI.17 : Voiles VT2

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h poutre (m)		0.40	0.40	0.40
	h etage (m)		3.06	3.06	3.06
	L (m)		4.40	4.40	4.40
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m ²)		0.88	0.88	0.88
	He		3.060	3.060	3.060
	h		2.66	2.66	2.66
Sollicitations de calcul	Vu (kN)		1800.040	1659.220	1190.760
	N _{ser} (kN)		1315.64	1212.57	870.16
	T (kN)		2520.056	2322.908	1667.064
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		5662.740	5030.830	3069.070
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		8214.650	6938.050	3539.990
	σ_s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		1.80	1.85	2.04
	L _t		2.60	2.55	2.36
	d		1.20	1.23	1.33
	d _{adopté}		1.20	1.23	1.18
	d2 = L _t - d _{adopté}		1.41	1.32	1.18
	σ_1		4439.490	3584.163	1769.995
	N ₁		1514.65	1297.34	625.72
	N ₂		531.39	441.91	208.57
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		37.87	32.43	15.64
	A _{v2} /bande (cm ²)		13.28	11.05	5.21
	A _{vj} (cm ²)		69.30	63.88	45.84
	A'v1/bande/nappe		55.19	48.40	27.10
	A'v2/bande/nappe		30.61	27.02	16.68
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		12.57	12.95	13.97
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		61.6	61.6	45.2
	A'v2 adopté (cm ²)		61.6	61.6	45.2
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*20HA14	2*20HA14	2*20HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*20HA14	2*20HA14	2*20HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		15.40	15.40	13.20
	AH adopté (cm ²)		16.95	16.95	13.56
	Choix de la section		15HA12	15HA12	12HA12
Armatures transversales	Espacement st (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	τ_u max = 5 MPa	τ_u	3.182	2.933	2.105
	τ_b max = 3,26 MPa	τ_b	2.273	2.095	1.503
	σ_{bc} max = 15 MPa	σ_{bc}	1.353	1.247	0.918

Tableau VI.18 : Voiles VT3

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)		3.06	3.06	3.06
	L (m)		4.00	4.00	4.00
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.8	0.8	0.8
	He		3.060	3.060	3.060
	h		2.71	2.71	2.71
Sollicitations de calcul	Vu (kN)		910.960	887.310	644.060
	N _{ser} (kN)		1227.42	1138.17	821.13
	T (kN)		1275.344	1242.234	901.684
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		6988.280	6136.880	3807.270
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		9163.530	7885.240	4264.860
	σ_s (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		1.73	1.75	1.89
	L _t		2.27	2.25	2.11
	d		1.15	1.17	1.26
	d adopté		1.13	1.12	1.06
	d2 = L _t - d adopté		1.13	1.12	1.06
	σ_1		4581.765	3942.620	2132.430
	N ₁		1559.64	1330.26	675.99
	N ₂		519.88	443.42	225.33
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		38.99	33.26	16.90
	A _{v2} /bande (cm²)		13.00	11.09	5.63
	A _{vj} (cm²)		35.07	34.16	24.80
	A'v1/bande/nappe		47.76	41.80	23.10
	A'v2/bande/nappe		21.77	19.63	11.83
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		12.11	12.25	13.21
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		55.44	55.44	40.68
	A'v2 adopté (cm²)		55.44	55.44	40.68
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*18HA14	2*18HA14	2*18HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*18HA14	2*18HA14	2*18HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		13.86	13.86	12.00
	AH adopté (cm²)		14.69	14.69	13.56
	Choix de la section		13HA12	13HA12	12HA12
Armatures transversales	Espacement st (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vérification des contraintes	$\tau_{u \max} = 5 \text{ MPa}$	τ_u	1.771	1.725	1.252
	$\tau_{b \max} = 3,26 \text{ MPa}$	τ_b	1.265	1.232	0.895
	$\sigma_{bc \max} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	1.390	1.289	0.954

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments qui constituent la base d'une construction ayant pour objectif la transmission au sol des efforts apportés par les éléments de la superstructure, Ces efforts comprennent :

- Des efforts normaux : charges et surcharges verticales.
- Des forces horizontales : dues à l'action sismique.
- Moment s'exerçant dans les différents plans.

VII.2 Type de fondation :

- Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de grande capacité portante ; elles sont peu profondes (semelles isolées, semelles filantes, radiers).

- Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols de faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur (pieux et puits).

VII.3 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.4 Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- La charge apportée par la superstructure.
- L'économie.

Dans notre cas, on aura à choisir entre les semelles filantes et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

VII.5 Dimensionnement :

VII.5.1 Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s\max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = 1 = \frac{A}{B} = A = B \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

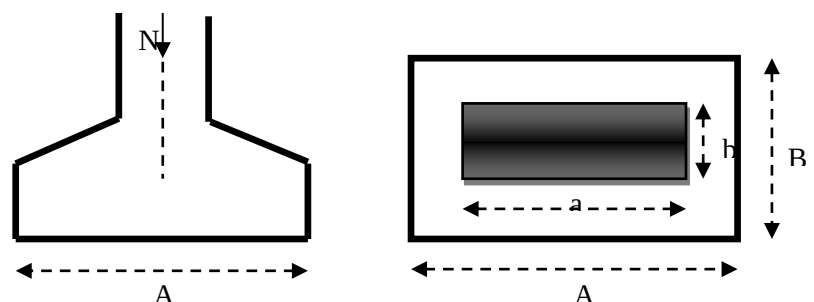


Figure VII.1 : Dimensionnement d'une semelle isolée.

Exemple de calcul :

$$\left. \begin{array}{l} N_s = 1006,65 \text{ KN.} \\ \sigma_{sol} = 200 \text{ MPA.} \end{array} \right\} B \geq \sqrt{\frac{1006,65}{200}} = 2,24 \text{ m} \implies \text{Soit : } B = 2,5 \text{ m.}$$

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour les semelles filantes.

VII.5.2 Semelles filantes :▪ **Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge permanente et surcharge revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL1	635,31	1,20	0,24	0,288
VL2	127,4	1,80	0,36	0,648
Somme				0,936

Tableau VII.1: Sens longitudinal.

Voile	G+Q(KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m2)
VT1	455,53	2,00	0,4	0,8
VT2	342,03	4,4	0,88	3,872
VT3	301,63	4,00	0,8	3,2
Somme				7,872

Tableau VII.2: Sens transversal.

- **La surface totale des semelles filantes sous voiles :** $S_v = \sum S_i = 8,808 \text{ m}^2$

▪ **Semelles filantes sous poteaux :****Hypothèse de calcul :**

- Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$

- b) Déterminer la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- c) Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Détermination de la largeur de la semelle $B = \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}}$

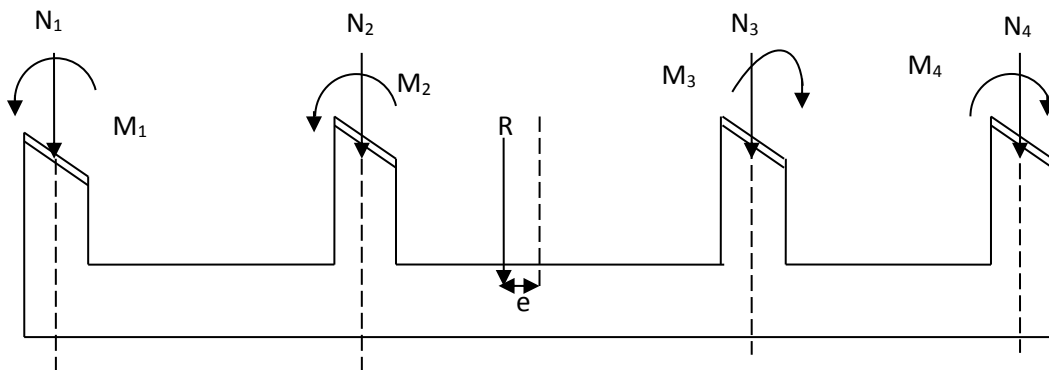


Figure VII.2 : Schéma des efforts et des moments appliqués sur la semelle.

VII.6 Application :

VII.6.1 Détermination de la résultante des charges :

Poteaux	N ser	Mi	ei (m)	Nser × ei
1	457,75	2,504	12,3	5630,325
2	813,9	-4,161	9,1	7406,49
3	905,16	-5,78	5,1	4616,316
4	836,67	-4,765	1,5	1255,005
5	770,21	-11,43	-1,5	-1155,315
6	1006,65	-5,097	-5,1	-5133,915
7	943,22	4,505	-9,1	-8583,302
8	412,03	-2,837	-12,3	-5067,969
Somme	6145,59	-27,061	-	-1032,365

VII.6.2 Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

La charge totale transmise par les poteaux est : $R = \sum N_i = 6117,94 \text{ KN}$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{-1032,365 + -27,061}{6145,59} = -0,17m$$

$$e = -0,17 < \frac{L}{6} = \frac{24,6}{6} = 4,1m$$

Dans notre cas on aura une repartitions trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{6145,59}{24,6} \left(1 + \frac{6 \times (-0,17)}{24,6}\right)$$

$$q_{\max} = 239,46 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{6145,59}{24,6} \left(1 - \frac{6 \times (-0,17)}{24,6}\right)$$

$$q_{\min} = 260,18 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\frac{L}{4}} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{3e}{L}\right) = \frac{6145,59}{24,6} \left(1 - \frac{3 \times (-0,17)}{24,6}\right)$$

$$q_{\frac{L}{4}} = 255 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{255}{200} = 1,275m. \quad \text{On prend : } B = 1,3 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc : } S = 1,3 \times 24,6 = 31,98 \text{ m}^2$$

$$S_t = n S_p + S_v = 31,98 \times 8 + 8,808 = 264,65 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale de la structure : } S_{str} = 24,6 \times 14,6 = 359,16 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{str}} = \frac{264,65}{359,16} = 0,74 = 74\%$$

$$\frac{S_t}{S_{str}} > 50\%$$

Dans notre cas le rapport de la surface des semelles sur la surface du bâtiment est supérieur a 50%.

- **Remarque :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII.7 Étude du radier :

Un radier est défini comme étant un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux et les voiles de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Un radier doit :

- Être rigide en son plan horizontal.
- Permettre une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation.
- Faciliter le coffrage et le ferrailage.
- Permettre la facilité de l'exécution.

VII.7.1 Pré dimensionnement du radier :

VII.7.1.1 Conditions de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_{max} : Distance maximale entre nus de nervure (L = 4,4 m)

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K = 40 MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale différée E = 10818,86 MPa

B : Largeur de la bande (B = 1 m)

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4,4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 0,88 \text{ m}$$

On prend : h = 1m

Soit : **h = 100 cm**

VII.7.1.2 Détermination de l'épaisseur de la dalle :

Elle doit vérifier : $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$ avec un minimum de 25 cm.

$$h \geq \frac{440}{20} = 22 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{h_d = 30 \text{ cm}}$$

VII.7.1.3 Détermination de la hauteur de la nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \mathbf{h_n = 100 \text{ cm}}$$

VII.7.1.4 Largeur de la nervure :

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad \Longrightarrow \quad 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

Soit : **b_n = 50 cm**

VII.7.1.5 Hauteur de la dalle flottante « h_d » :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{440}{50} = 8,8 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{440}{40} = 11 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 10 \text{ cm}$

• **Remarque :**

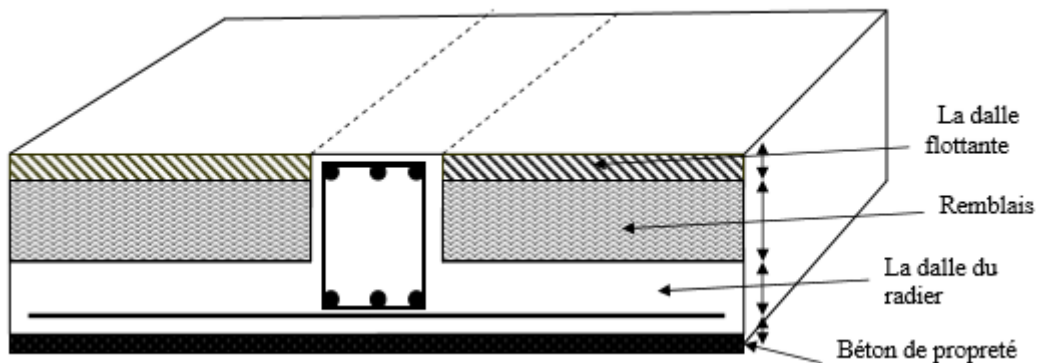
On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_d = 30 \text{ cm}$ $\Rightarrow$ la hauteur de la Dalle.

$b_n = 50 \text{ cm}$ $\Rightarrow$ la Largeur de la nervure.

$h_n = 100 \text{ cm}$ $\Rightarrow$ la hauteur de la nervure.

$h_{df} = 10 \text{ cm}$ $\Rightarrow$ la hauteur de la Dalle flottante.



VII.7.2 Calcul de la surface nécessaire au radier :

À L'ELU : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

On tire d'ETABS les valeurs de G et Q Comme suit :

À L'ELS : $N_s = G + Q$

$G = 27157,4 \text{ KN}$ $Q = 5045,05 \text{ KN}$

D'où :

$$\circ N_u = (1,35 \times 27157,4) + (1,5 \times 5045,05) = 44230,065 \text{ KN}$$

$$\circ N_s = 27157,4 + 5045,05 = 32202,45 \text{ KN}$$

$$\bullet \text{ À L'ELU : } S_{NEC}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{44230,065}{1,33 \times 200} = 166,28 \text{ m}^2$$

$$\bullet \text{ À L'ELS : } S_{NEC}^{ELS} \geq \frac{N_s}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{32202,45}{1,33 \times 200} = 121,06 \text{ m}^2$$

$$S_{RADIER} = \max(S_{NEC}^{ELU}, S_{NEC}^{ELS}) = \max(166,28; 121,06)$$

D'où : $S_{radier} = 166,28 \text{ m}^2$

$$S_{bat} = 359,16 \text{ m}^2 \succ S_{rad} = 166,28 \text{ m}^2$$

• **Remarque :**

La surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord, Mais en revanche les règles BAEL, Nous imposent un débord qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de : **$L_{deb} = 60 \text{ cm}$**

$$S_{débord} = (24,6 \times 0,6 \times 2) + (14,6 \times 0,6 \times 2) = 47,04 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc la surface totale du radier : } S_{rad} = S_{bât} + S_{déb} = 359,16 + 47,04 = 406,2 \text{ m}^2$$

$$\text{On aura une surface totale du radier : } S_{rad} = 406,2 \text{ m}^2$$

VII.7.2.1 Calcul des sollicitations à la base du radier :

➤ **Charges permanentes :** $G_{radier} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{TVO} + G_{dalle \text{ flottante}}$

▪ **Poids de la dalle :**

$$G_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 406,2 \times 0,3 \times 25 = 3046,5 \text{ KN}$$

▪ **Poids des nervures :**

$$G_{nervures} = b \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n) + (L_y \times m) \times \rho_b$$

$$\text{Avec : } S_{ner} = (0,5 \times 24,6 \times 8) + (0,5 \times 14,6 \times 5) = 134,9 \text{ m}^2$$

$$G_n = 0,5 \times (1 - 0,3) [(24,6 \times 8) + (14,6 \times 5)] \times 25 = 2360,75 \text{ KN}$$

▪ **Poids de TVO :**

$$G_{TVO} = (S_{rad} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$G_{TVO} = [406,2 - 134,9] \times (1 - 0,30) \times 17 = 3228,47 \text{ KN}$$

$$G_{TVO} = 3228,47 \text{ KN}$$

▪ **Poids de la dalle flottante libre ($e_p=10\text{cm}$) :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 406,2 \times 0,1 \times 25 = 1015,5 \text{ KN}$$

$$G_{radier} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{TVO} + G_{dalle \text{ flottante}}$$

$$G_{rad} = 3046,5 + 2360,75 + 3228,47 + 1015,5 = 9651,22 \text{ KN}$$

$$G_{radier} = 9651,22 \text{ KN}$$

➤ **Charges d'exploitations :**

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 5045,05 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{radier} = 3,5 \times 406,2 = 1421,7 \text{ KN}$$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{structure}} = 9651,22 + 27157,4 = \mathbf{36808,62 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{structure}} = 1421,7 + 5045,05 = \mathbf{6466,75 \text{ KN}}$$

➤ **Combinaison d'actions :**

À L'ELU : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 36808,62 + 1,5 \times 6466,75 = \mathbf{59391,76 \text{ KN}}$

À L'ELS : $N_s = G + Q = 36808,62 + 6466,75 = \mathbf{43275,37 \text{ KN}}$

VII.7.2 Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_i = \frac{L_x}{2} = 12,3m \quad \text{et} \quad Y_j = \frac{L_y}{2} = 7,3m$$

• **Calcul des moments d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{14,6 \times 24,6^3}{12} = 18112,44m^4$$

$$I_{yy} = \frac{b^3 \times h}{12} = \frac{14,6^3 \times 24,6}{12} = 6379,88m^4$$

VII.7.3 Vérifications :

VII.7.3.1 Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1,211 - BAEL91) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

$$b = 1m; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,3 = 0.27m$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{59391,76}{406,2} \times \frac{4,4}{2} = 321,67kN$$

$$\tau_u = \frac{321,67}{1 \times 0,27} = 1191,37kN/m^2 = 1,19MPa$$

$$\tau_u = 1,19 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.7.3.2 Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

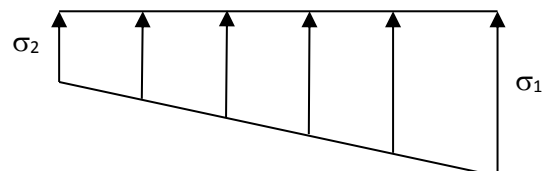


Figure VII.3 : Diagramme des contraintes.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{A L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée.

Les données tirées de l'ETABS :

$$N_u = 59391,76 \text{ KN} \quad N_s = 43275,37 \text{ KN}$$

$$M_{Ox} = 1085,799 \text{ KN.m} \quad T_x = 2269,3 \text{ KN}$$

$$M_{Oy} = 1640,196 \text{ KN.m} \quad T_y = 4835,67 \text{ KN}$$

❖ Calculs des moments :

$$M_x = 1085,799 + (2269,3 \times 1) = 3355,09 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1640,196 + (4835,67 \times 1) = 6475,87 \text{ KN.m}$$

❖ A L'ELU :

a) Sens longitudinal XX :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{59391,76}{406,2} + \frac{3355,09}{6379,88} \times 12,3 = 152,68 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{59391,76}{406,2} - \frac{3355,09}{6379,88} \times 12,3 = 139,74 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times (152,68 + 139,74)}{4} = 219,32 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \times \sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 219,32 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \times \sigma_{SOL} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sens transversal YY :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{59391,76}{406,2} + \frac{6475,87}{18112,44} \times 7,3 = 148,82 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{59391,76}{406,2} - \frac{6475,87}{18112,44} \times 7,3 = 143,64 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times (148,82 + 143,64)}{4} = 219,35 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 219,3 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{SOL} = 266 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ A L'ELS :**a) Sens longitudinal :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{43275,37}{406,2} + \frac{3355,09}{6379,88} \times 12,3 = 113 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{43275,37}{406,2} - \frac{3355,09}{6379,88} \times 12,3 = 100,07 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times (113 + 100,07)}{4} = 159,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 159,8 < \sigma_{SOL} = 200 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sens transversal :

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{43275,37}{406,2} - \frac{6475,87}{18112,44} \times 7,3 = 103,93 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{43275,37}{406,2} + \frac{6475,87}{18112,44} \times 7,3 = 109,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times (109,15 + 103,93)}{4} = 159,81 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = 159,81 < \sigma_{SOL} = 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Toutes les contraintes sont vérifiées.**VII.7.3.3 Vérification au poinçonnement : (Art.A.5.2.42 – BAEL91)**

Aucun calcul d'aciers transversaux n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du Feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

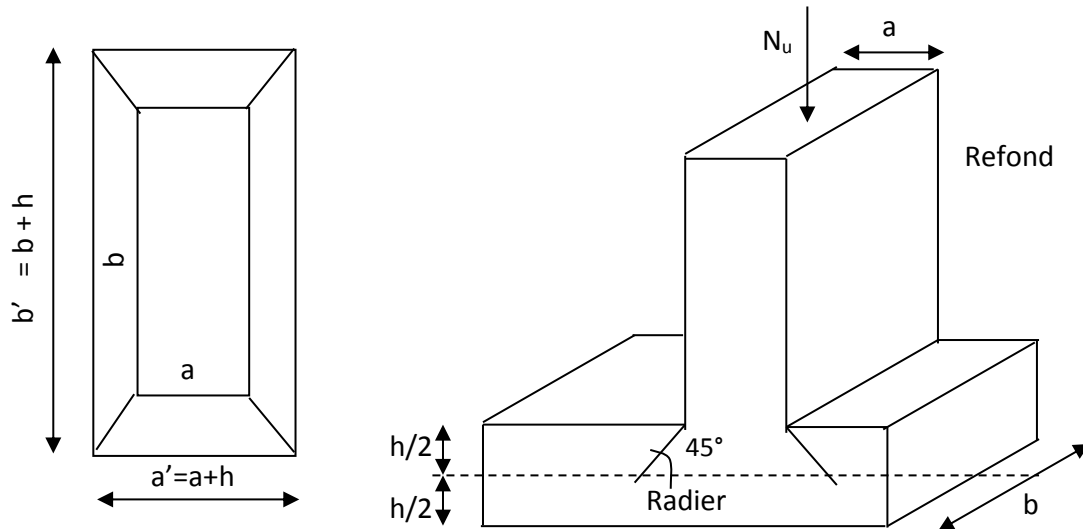


Figure VII.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :

• **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2(a + b + 2.h) = 2(0,40 + 0,40 + 2.1) = 5,6m,$$

$$N_u = 1387,82 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{(0,045 \times 5,6 \times 1 \times 25.10^3)}{1,5} = 4200 \text{ kN} \Rightarrow$$

$$N_u = 1387,82 \text{ KN} < 4350 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2.h) = 2(0,2 + 1 + 2.1) = 6,4m$$

$$N_u < \frac{(0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25.10^3)}{1,5} = 4800 \text{ kN} \Rightarrow$$

$$N_u = 874,13 \text{ KN} < N_u = 4800 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.7.3.4 Vérifications de la poussée hydrostatique :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression Hydraulique telle que : $G_{tot} \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times h$

Avec :

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement est égale à 1,5.

γ : Poids volumique de l'eau est égale à 10 KN/m³.

$G_{tot} = 36808,62 \text{ KN} \geq 1,5 \times 406,2 \times 10 \times 1,00 = 6093 \text{ KN} \implies$ pas de risque de soulèvement de la structure.

❖ **Ferraillage du radier :**

Pour le ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91(modifié 99).
Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

• **1^{er} Cas :**

Si $\alpha < 0,4 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant la petite portée.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

• **2^{eme} Cas :**

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les abaques de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x \leq L_y)$$

$$L_x = 3,7 \text{ m} ; \quad L_y = 3,8 \text{ m}$$

• **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en Considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VII.7.3.5 Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,4} = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases} \quad L_y = 4,40 \text{ m}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 directions.

Pour le calcul du ferraillage, nous soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_m^{\max}$ la contrainte due au poids propre du radier.
Ce dernier étant directement repris par le sol.

- La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m = 219,35 \text{ KN/m}^2$

- La contrainte moyenne max à l'ELS : $\sigma_m = 159,81 \text{ KN/m}^2$

• **A l'ELU :**

$$q_u^{\text{moy}} = \left| \sigma_{\text{moy}}^{\text{ELU}} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right| \times 1 \text{ ml} = \left| 219,35 - \frac{9651,22}{406,2} \right| \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u^{\text{moy}} = 159,59 \text{ KN / ml}$$

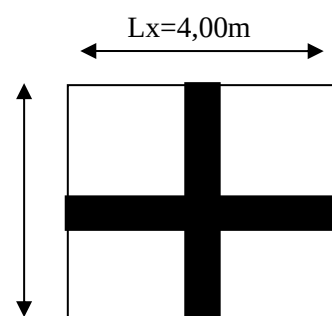


Figure VII.5 : Schéma du panneau le plus sollicité.

- **A l'ELS :**

$$q_s^{moy} = \left| \sigma_{moy}^{ELS} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right| \times 1ml = \left| 159,81 - \frac{9651,22}{406,2} \right| \times 1ml$$

$$q_s^{moy} = 136,05KN / ml$$

- **Remarque :**

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :
 - Moment en travée : $0,75 \times M_{0x}$ ou $0,75 \times M_{0y}$
 - Moment sur appuis : $0,5 \times M_{0x}$ ou $0,5 \times M_{0y}$
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel alors :
 - Moment en travée : $0,85 \times M_{0x}$ ou $0,85 \times M_{0y}$
 - Moment sur appui de rive : $0,3 \times M_{0x}$ ou $0,3 \times M_{0y}$
 - Moment sur appui intermédiaire : $0,5 \times M_{0x}$ ou $0,5 \times M_{0y}$

- ❖ **Calcul à l'ELU :**

- **Evaluation des moments de flexion M_x et M_y :**

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0458 \times 159,59 \times (4)^2 = 116,95$$

$$M_{0y} = 0,778 \times 116,95 = 90,99KN.m$$

- **Moments en appuis :**

Dans le sens x-x :

$$M_x^a = (-0,5) \cdot M_{0x}$$

$$M_x^a = (-0,5) \times 116,95 = -58,48KN.m$$

Dans le sens y-y :

$$M_y^a = (-0,3) \cdot M_{0y}$$

$$M_y^a = (-0,3) \times 90,99 = -27,30KN.m$$

- **Moments en travées :**

Dans le sens x-x :

$$M_x^t = (0,85) \cdot M_{0x}$$

$$M_x^t = (0,85) \times 116,95 = 99,41KN.m$$

Dans le sens y-y :

$$M_y^t = (0,85) \cdot M_{0y}$$

$$M_y^t = (0,85) \times 90,99 = 77,34KN.m$$

VII.7.3.6 Ferrailage du panneau dans le sens x-x :• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{58,48 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,056 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,056 \Rightarrow \beta_u = 0,971$$

$$A_u^x = \frac{M_x^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{58,48 \times 10^6}{0,971 \times 270 \times 348 \times 100} = 6,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u^x = 6,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **7HA12 = 7,92 cm²/ml** avec : **S_t = 15 cm**

• **En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{99,41 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,096 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

=> Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,096 \Rightarrow \beta_u = 0,949$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{99,41 \times 10^6}{0,949 \times 270 \times 348 \times 100} = 11,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{tx} = 11,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **7HA16 = 14,07 cm²/ml** avec : **S_t = 15 cm**

VII.7.3.7 Ferrailage dans le sens y-y:• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27,30 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,026 \Rightarrow \beta_u = 0,987$$

$$A_u^y = \frac{M_y^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27,30 \times 10^6}{0,987 \times 270 \times 348 \times 100} = 2,94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u^y = 2,94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **7HA12 = 7,92 cm²/ml** avec : **S_t = 15 cm**

• **En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{77,34 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,074 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

=> Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,074 \Rightarrow \beta_u = 0,962$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{77,34 \times 10^6}{0,962 \times 270 \times 348 \times 100} = 8,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ty} = 8,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **7HA14 = 10,77 cm²/ml** avec : **S_t = 15 cm**

VII.7.3.8 Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : $\omega_0 = 0,0008$ pour fe 400

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour fe400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,9}{2} = 2,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens	Zone	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Xx	Appuis	7,92	2,52	Condition vérifiée
	Travée	14,07		Condition vérifiée
Yy	Appuis	7,92		Condition vérifiée
	Travée	10,77		Condition vérifiée

Tableau VII .4 : Vérification de la condition de non fragilité.

VII.7.3.9 Espacements des armatures : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous :
Dans lesquels « h » désigne l'épaisseur totale de la dalle

- Armatures parallèles à L_x :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures parallèles à L_y :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.7.3.9 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y}$$

$$\text{Avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 159,59 \times 4 \times 4,4 = 2808,78 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

Sens x-x : $V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{2808,78}{3 \times 4,4} = 212,79 \text{ KN}$

Sens y-y : $V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{2808,78}{2 \times (4,4 + 4)} = 167,19 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{212,79 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,79 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.7.4 Calcul et vérification à L'ELS :

$$q_s = 136,05 \text{ KN/m}^2$$

On a : $\rho = 0,9$ et $v = 0,2$ donc : $\begin{cases} \mu_x = 0,0529. \\ \mu_y = 0,846 \end{cases}$

❖ **Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_{0x} = 0,0529 \times 136,05 \times (4)^2 = 115,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,846 \times 115,15 = 97,42 \text{ KN.m}$$

❖ **Les moments M_a, M_t dans les deux sens :**

Sens xx :

$$M_{app} = -0,5M_{0x} = -57,58 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_{0x} = 97,88 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = -0,3M_{0y} = -29,23 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_{0y} = 82,81 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	A_s (cm ²)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
XX	Appuis	7,92	57,58	0,293	0,915	43,82	294,28	348	6,72	15	Cv
	Travée	14,07	97,88	0,521	0,892	31,30	276,47	348	8,83	15	Cv
YY	Appuis	7,92	29,23	0,293	0,915	43,82	149,39	348	3,41	15	Cv
	Travée	10,77	82,81	0,398	0,903	36,55	315,37	348	8,63	15	Cv

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.

• **Remarque :**

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, on adopte un même ferrailage pour tous les panneaux.

VII.7.5 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

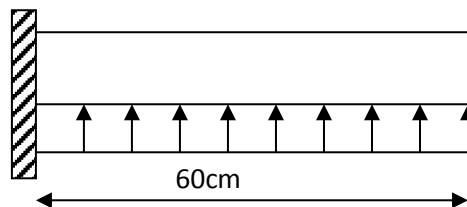


Figure VII.6 : Schéma statique du débord.

A) Sollicitation de calcul :

A L'ELU : $q_u = 159,59 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{159,59 \times (0,60)^2}{2} = 28,73 \text{ N.m}$$

A L'ELS : $q_s = 136,05 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{136,05 \times 0,60^2}{2} = 24,49 \text{ KN.m}$$

B) Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{28,73 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,20} = 0,028 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,028 \Rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28,73 \times 10^3}{0,986 \times 27 \times 348} = 3,10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

C) Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4 HA12 = 4,52 cm²/ml $A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2$

- **Calcul de l'espacement :** $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte : 4 HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

D) Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,933 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,197$$

$$K_1 = 59,63 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{59,63} = 0,017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{29,49 \times 10^{-3}}{0,933 \times 0,27 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 258,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,017 \times 258,99 = 4,4 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 258,99 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord,

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

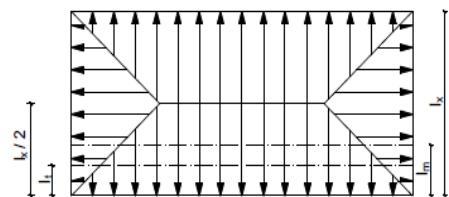


Figure VII.7: Répartition trapézoïdale.

VII.7.6 Etudes des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs).

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales).

- ❖ **Chargement simplifié admis :**

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle (panneau) correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment max (largeur L_m) et le même effort tranchant max (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi le chargement devient uniformément reparté et le calcul devient classique.

❖ **Charge trapézoïdale :**

- Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0,5 - \frac{l^2}{6}\right)$
- Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0,5 - \frac{l^2}{4}\right)$

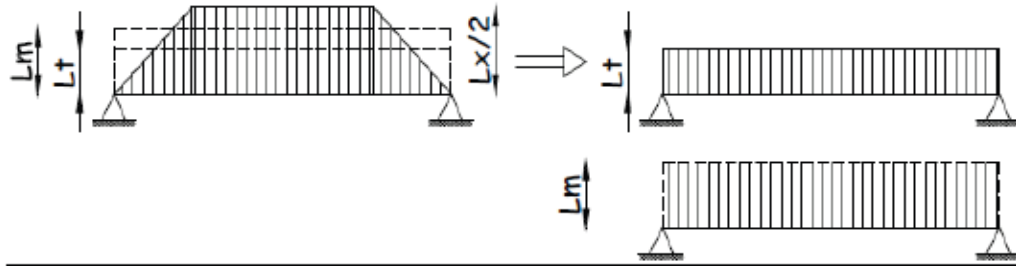
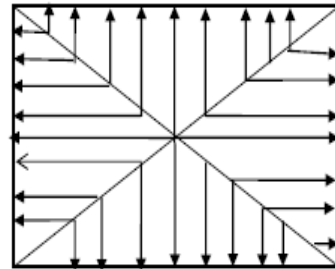


Figure VI.8 : Présentation des chargements simplifiés.

• **Cas de chargement triangulaire :**Moment fléchissant : $l_m = 0,333 \times l_x$ Effort tranchant : $l_t = 0,25 \times l_x$ 

Figures VII.9 : Répartition triangulaire.

○ **Déterminations des charges :**- **A l'ELU :**

$$q_u^{moy} = \left| \sigma_{moy}^{ELU} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right| \times 1ml = \left| 219,35 - \frac{9651,22}{406,2} \right| \times 1ml$$

$$q_u^{moy} = 159,59 \text{ KN / ml}$$

- **A l'ELS :**

$$q_s^{moy} = \left| \sigma_{moy}^{ELS} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right| \times 1ml = \left| 159,81 - \frac{9651,22}{406,2} \right| \times 1ml$$

$$q_s^{moy} = 136,05 \text{ KN / ml}$$

○ **Pour les moments fléchissant :**

$$Q_U = q_u \times l_m$$

$$Q_S = q_s \times l_m$$

○ **Pour les efforts tranchant :**

$$Q_U = q_u \times l_t$$

$$Q_S = q_s \times l_m$$

• **Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

❖ Sens XX :**Tableau VII.7:** Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens YY).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	Lm	Lt	qu	qs	Qum	Σ Qum	Qsm	Σ Qsm	Qut	Σ Qut	Qst	Σ Qst
A-B	1	3.6	4.4	0.818	Trapézoïdale	1.39835	1.1975	159.59	136.05	223.162	454.414	190.245	387.386	191.112	378.400	162.923	322.585
	2	4	4.4	0.909	Trapézoïdale	1.44904	1.1736	159.59	136.05	231.252		197.141		187.287		159.662	
B-C	1	2.8	3.6	0.778	Triangulaire	0.9324	0.7	159.59	136.05	148.802	297.603	126.853	253.706	111.713	223.426	95.235	190.470
	2	2.8	4	0.7	Triangulaire	0.9324	0.7	159.59	136.05	148.802		126.853		111.713		95.235	
C-D	1	3.6	4	0.9	Trapézoïdale	1.314	1.071	159.59	136.05	209.701	422.435	178.770	360.124	170.921	330.511	145.710	281.760
	2	4	4	1	Trapézoïdale	1.333	1	159.59	136.05	212.733		181.355		159.590		136.050	
D-E	1	3.4	3.6	0.944	Triangulaire	1.1322	0.85	159.59	136.05	180.688	361.376	154.036	308.072	135.652	271.303	115.643	231.285
	2	3.4	4	0.85	Triangulaire	1.1322	0.85	159.59	136.05	180.688		154.036		135.652		115.643	

❖ Sens YY :**Tableau VII.7:** Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens XX).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	Lm	Lt	qu	qs	Qum	Σ Qum	Qsm	Σ Qsm	Qut	Σ Qut	Qst	Σ Qst
A-B	1	3.2	4	0.8	Trapézoïdale	1.2587	1.088	159.59	136.05	200.871	380.819	171.242	324.647	173.634	315.884	148.022	269.290
	2	3.2	3.4	0.941	Trapézoïdale	1.1276	0.8913	159.59	136.05	179.948		153.405		142.250		121.268	
B-C	1	4	4	1	Trapézoïdale	1.5183	1	159.59	136.05	242.311	422.999	206.569	360.605	159.590	295.242	136.050	251.693
	2	3.4	4	0.85	Triangulaire	1.1322	0.85	159.59	136.05	180.688		154.036		135.652		115.643	
C-D	1	3.6	4	0.9	Trapézoïdale	1.314	1.071	159.59	136.05	209.701	390.389	178.770	332.806	170.921	306.572	145.710	261.352
	2	3.4	3.6	0.944	Triangulaire	1.1322	0.85	159.59	136.05	180.688		154.036		135.652		115.643	
D-E	1	3	4	0.75	Trapézoïdale	1.2188	1.0781	159.59	136.05	194.500	371.761	165.811	316.925	172.058	318.257	146.679	271.313
	2	3	3.4	0.882	Trapézoïdale	1.1107	0.9161	159.59	136.05	177.261		151.114		146.199		124.634	
E-F	1	3.6	4	0.9	Trapézoïdale	1.314	1.071	159.59	136.05	209.701	390.389	178.770	332.806	170.921	306.572	145.710	261.352
	2	3.4	3.6	0.944	Triangulaire	1.1322	0.85	159.59	136.05	180.688		154.036		135.652		115.643	
F-G	1	4	4	1	Trapézoïdale	1.3333	1	159.59	136.05	212.787	393.474	181.400	335.436	159.590	295.242	136.050	251.693
	2	3.4	4	0.85	Triangulaire	1.1322	0.85	159.59	136.05	180.688		154.036		135.652		115.643	
G-H	1	3.2	4	0.8	Trapézoïdale	1.2587	1.088	159.59	136.05	200.871	380.819	171.242	324.647	173.634	315.884	148.022	269.290
	2	3.2	3.4	0.941	Trapézoïdale	1.1276	0.8913	159.59	136.05	179.948		153.405		142.250		121.268	

VII.7.5 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

➤ Sens XX :

- Diagramme des moments fléchissant :

À L'ELU :

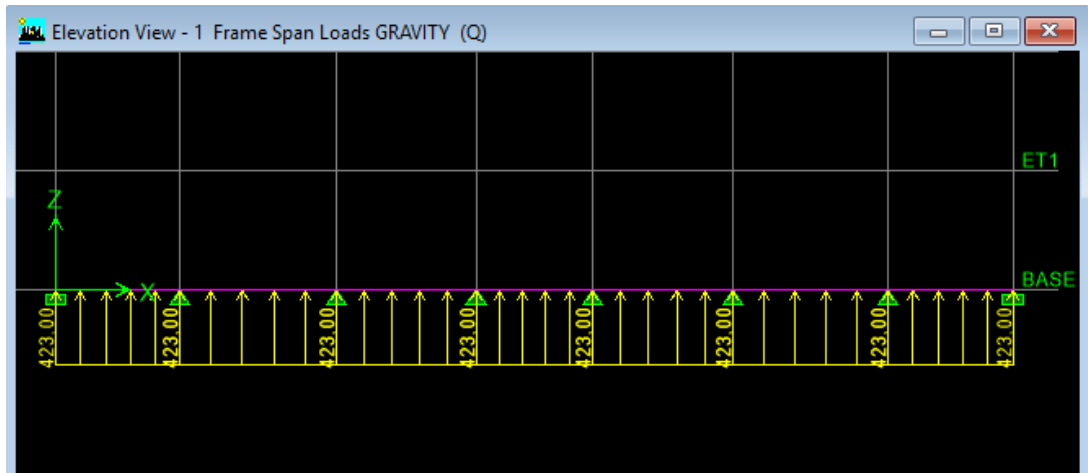


Figure VII.10 : Diagramme de chargements des nervures à L'ELU (sens longitudinal).

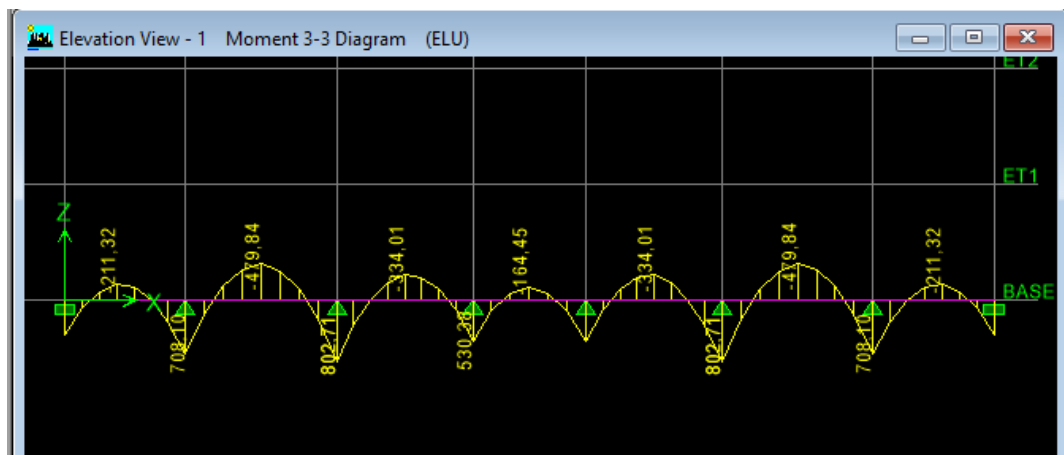


Figure VII.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).

À L'ELS :

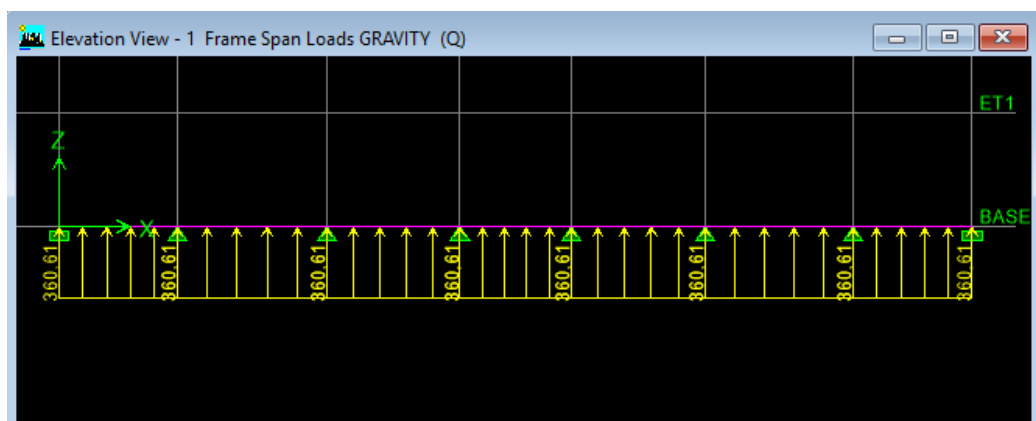


Figure VII.12 : Diagramme de chargements des nervures à l'ELS (sens longitudinal).

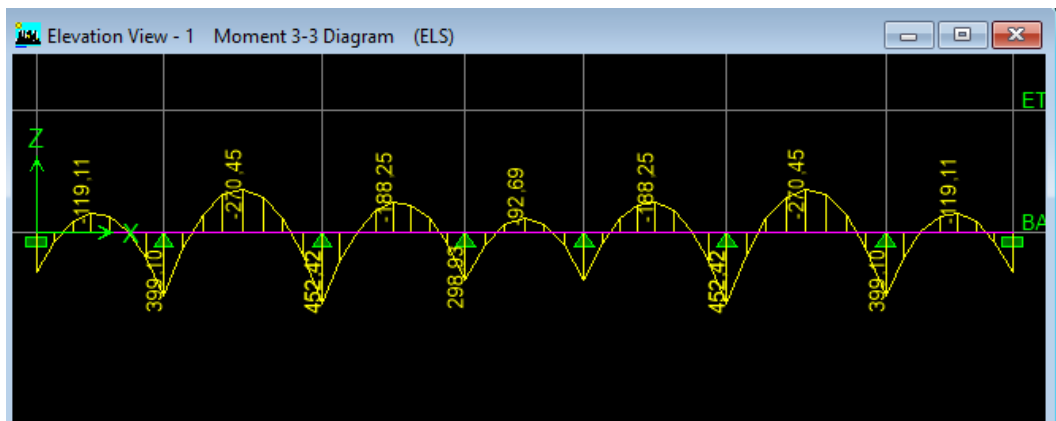


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).

- **Diagramme des efforts tranchants :**

À L'ELU :

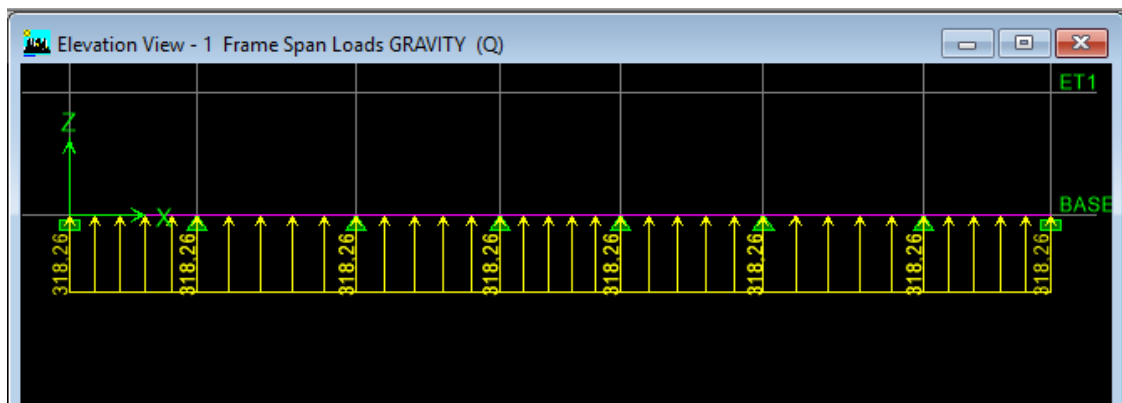


Figure VII.14 : Diagramme du chargement pour l'effort tranchant à l'ELU (sens longitudinal).

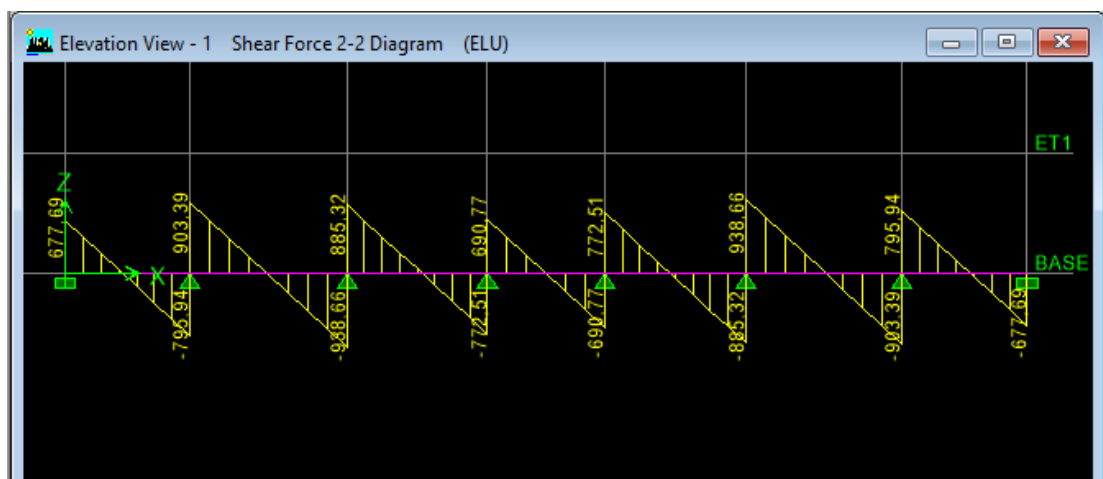


Figure VII.15 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens longitudinal).

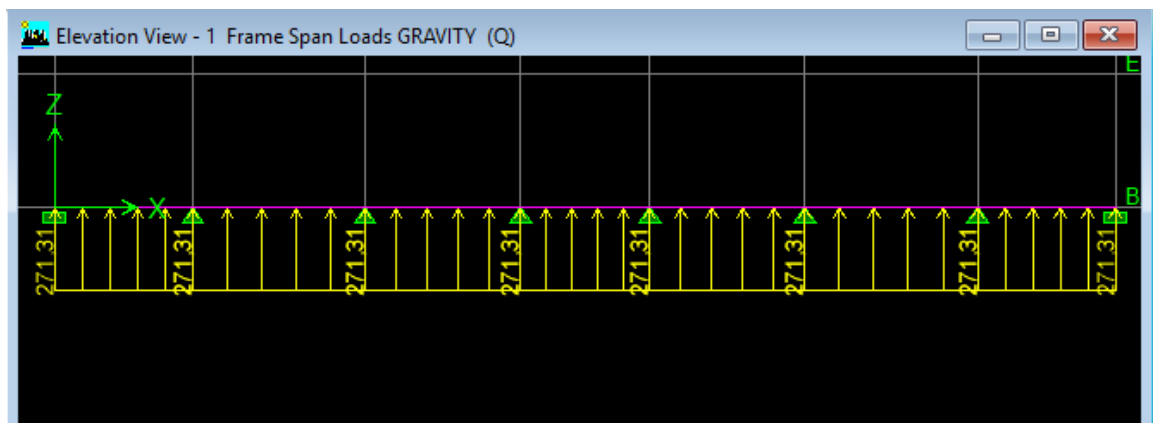
À L'ELS :

Figure VI.16 : Diagramme du chargement pour l'effort tranchant à l'ELS (sens longitudinal).

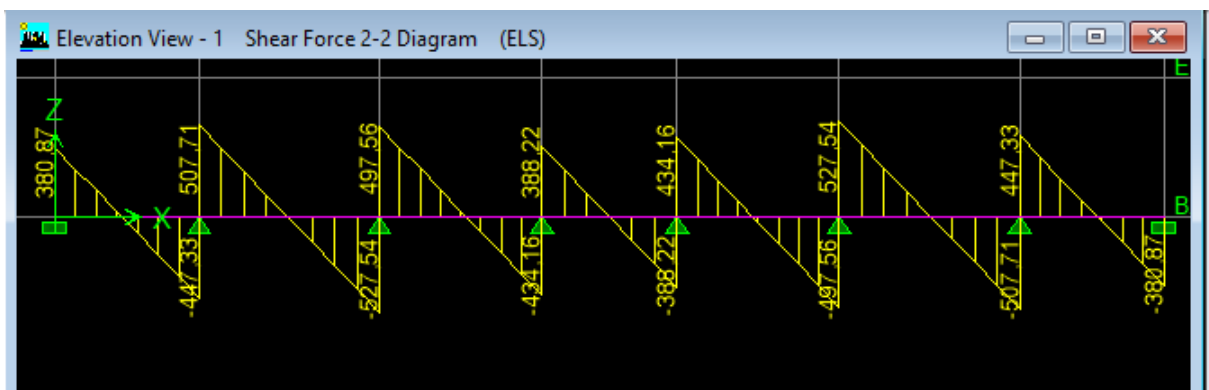


Figure VII.17 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (sens longitudinal).

➤ Sens YY :

- Diagramme des moments fléchissant :

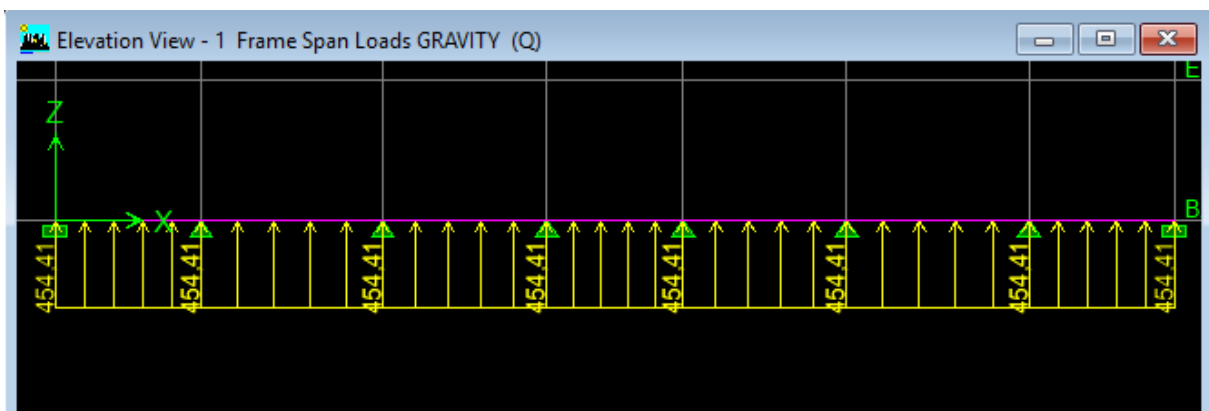
À L'ELU :

Figure VII.18 : Diagramme de chargements des nervures a l'ELU (sens transversal).

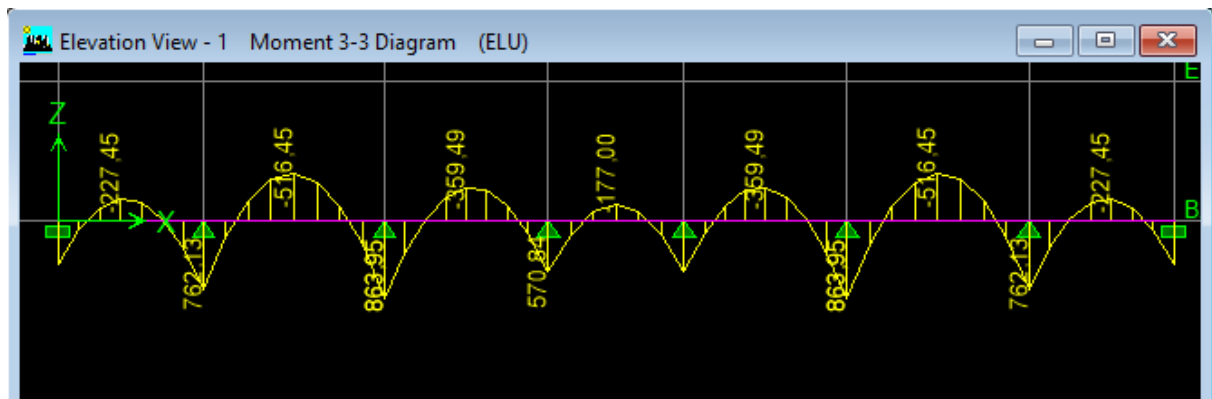


Figure VII.19 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU (sens transversal).

À L'ELS :

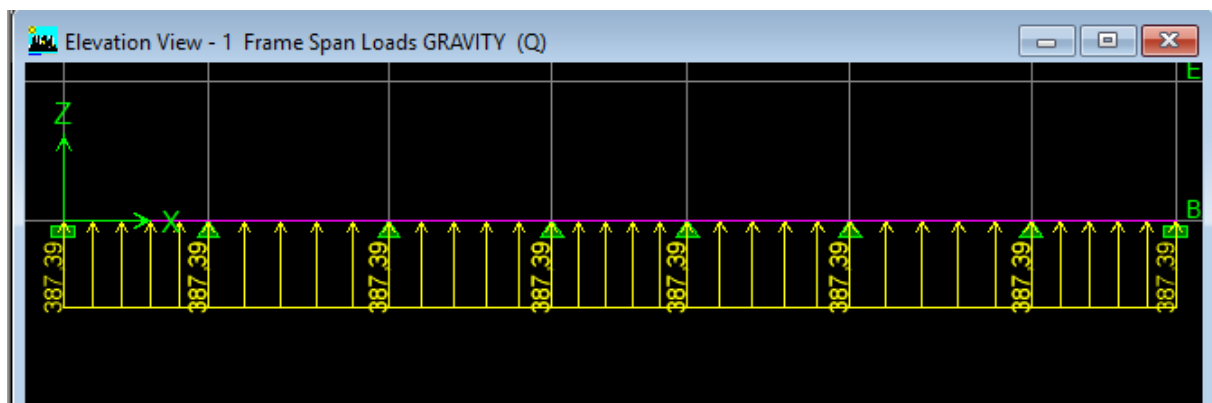


Figure VII.20 : Diagramme de chargements des nervures à l'ELS (sens transversal).

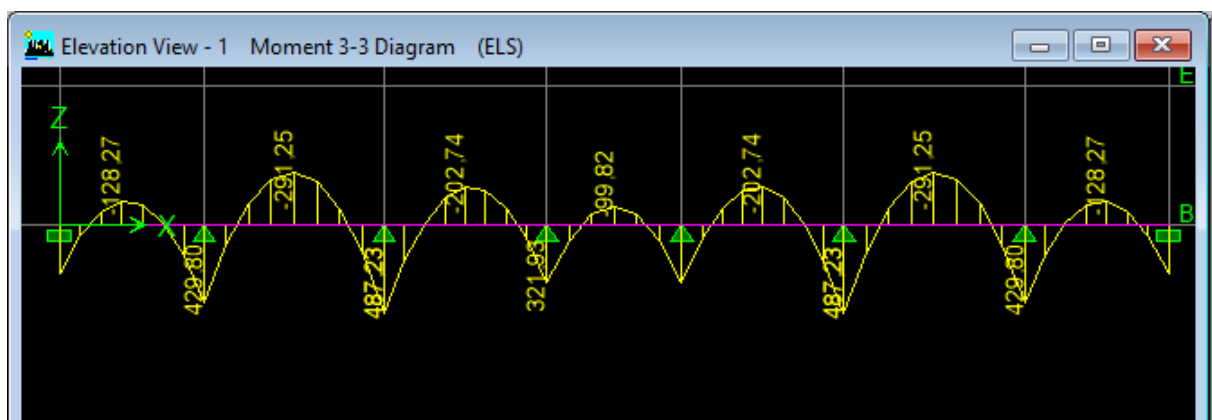


Figure VII.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal).

- Diagramme des efforts tranchants :

À L'ELU :

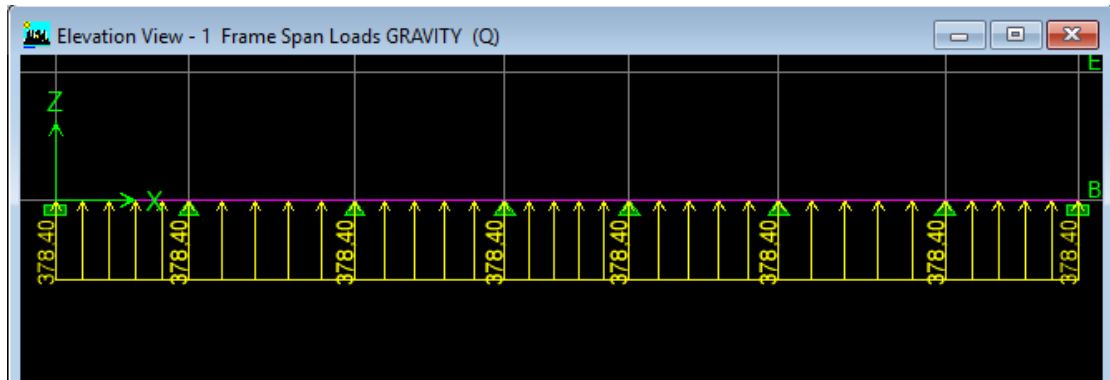


Figure VII.22 : Diagramme du chargement pour l'effort tranchant à l'ELU (sens transversal).

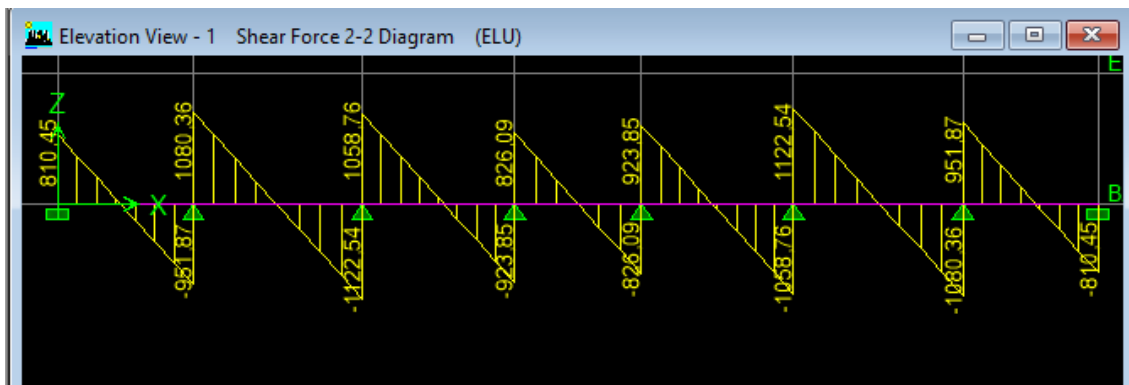


Figure VII.23 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens transversal).

À L'ELS :

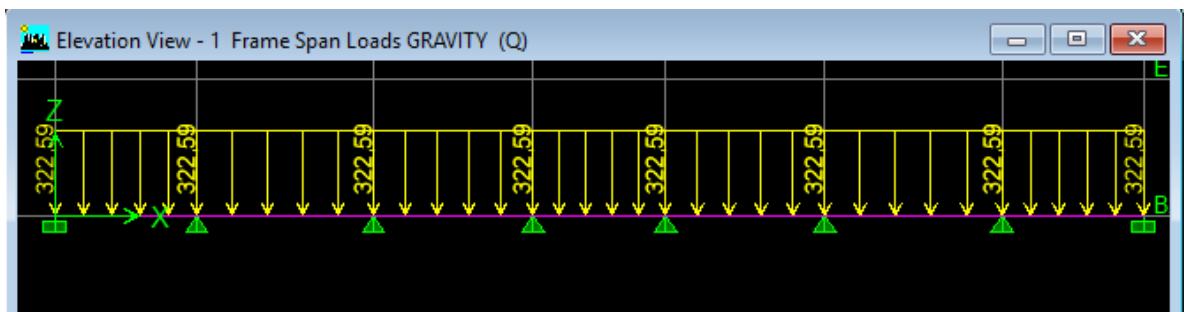


Figure VII.24 : Diagramme du chargement pour l'effort tranchant à l'ELS (sens transversal).

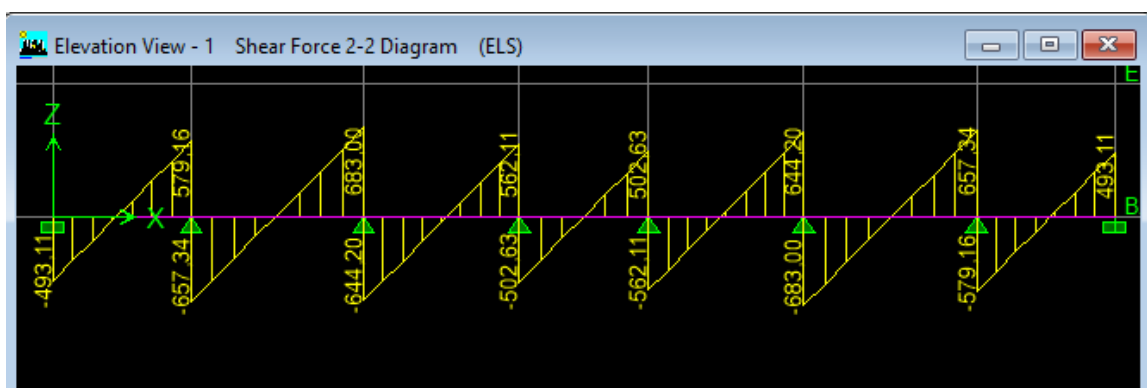


Figure VII.25 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (sens transversal).

1) Sollicitation maximale :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	802,71	452,42	863,95	487,23
M_{tmax} (KN.m)	479,84	270,45	516,45	291,25
T_{max} (KN)	938,66	527,54	1122,54	683

Tableau VII.7 : Les efforts internes dans les nervures.

2) Le ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 50 \text{ cm}$; $h = 100 \text{ cm}$; $d = 97 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Exemple de calcul :

$M_{tmax} = 479,84 \text{ KN.m}$; $M_{amax} = 802,71 \text{ KN.m}$

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{802,71 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14,2} = 0,12 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,12 \longrightarrow \beta = 0,936$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{802,71 \times 10^3}{0,936 \times 97 \times 348} = 25,4 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\text{HA}20 + 5\text{HA}16 = 25,75 \text{ cm}^2$

		M [KN.m]	μ	β	A_{cal} [cm ²]	choix	A_{adop} [cm ²]
Sens longitudinal	Appui	802,71	0,12	0,936	25,4	5HA20+5HA16	25,76
	Travée	479,84	0,07	0,964	14,75	5HA16+5HA14	17,74
Sens transversal	Appui	863,95	0,13	0,930	27,52	5HA20+5HA20	31,4
	Travée	516,45	0,08	0,958	15,97	5HA16+5HA14	17,74

Tableau VII.7 : Ferrailage des nervures à L'ELU.

b) Armatures transversales :

• Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales : $\phi = 8 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures :**

- ✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \{25; 24\} = 24 \text{ cm}$$

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

- ✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

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

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2$ (02 cadres et 01 étrier).

3) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 97 \times 2,1}{400} = 5,86 [\text{cm}^2]$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{\text{adopté}} = 25,76 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 5,86 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 17,74 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 5,86 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 31,4 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 5,86 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 17,74 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 5,86 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$T_{\text{umax}} = 1122,54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 [\text{MPa}] \right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1122,5 \times 10^3}{500 \times 970} = 2,3 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$K = \frac{1}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} < 15 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 258,99 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Obs
XX	Appuis	25,76	452,42	0,531134	0,891	30,87	203,2107	348	6,582788	15	Cv
	Travée	17,74	270,45	0,365773	0,907	38,76	173,2824	348	4,470649	15	Cv
YY	Appuis	31,4	487,23	0,647423	0,882	27,37	181,3694	348	6,626577	15	Cv
	Travée	17,74	291,25	0,365773	0,907	38,76	186,6093	348	4,814482	15	Cv

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.

- **Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6.2) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3[cm²] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **100 cm**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right] \times 1,0 = 3 \text{ cm}^2 \text{ Par paroi.}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA14} = 3,08 \text{ cm}^2$$

Conclusion Générale :

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

Il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul ETABS 9.7.3), que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

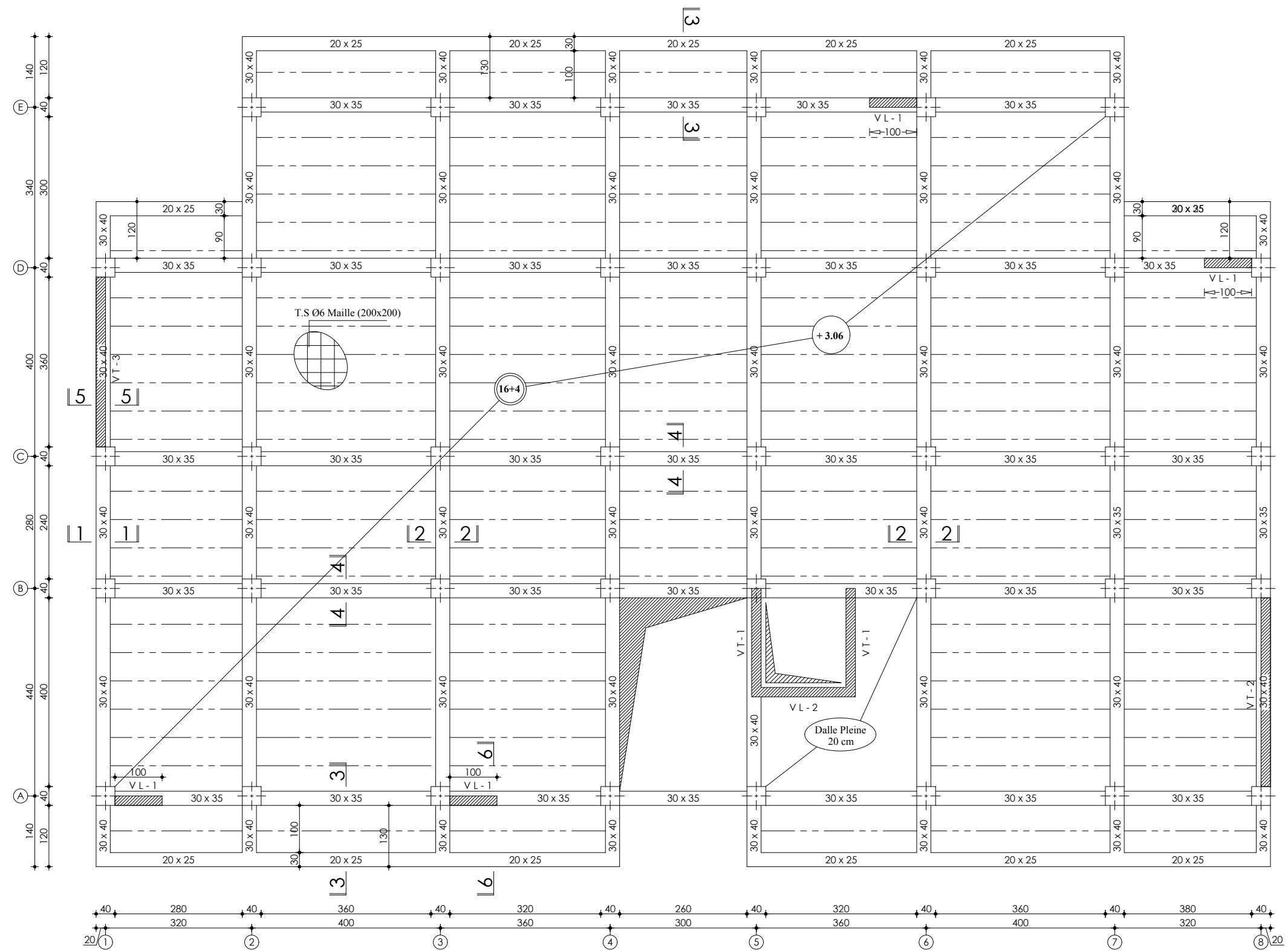
La disposition optimale des voiles est un facteur important pour avoir un bon contreventement.

Une quantité importante de voiles n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre d'inerties (excentricité presque nulle) donne des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur et sans oublier que la longévité d'un ouvrage dépend, avant toute autre considération, de la qualité de sa fondation.

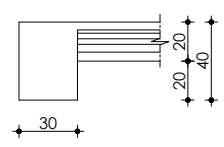
Bibliographie :

-  BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de Construction en béton armé suivant la méthode des états limitent.
-  Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
-  DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
-  Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
-  Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.
-  Cours et TD des années de spécialité.
-  Tables de Pigeaud et table de calcule a l'ELU et l'ELS.
-  Calcul des ouvrages en béton armé – Mohamed Bellazougui
-  Ouvrages en béton armé – H.Renaud
-  Aide-mémoire RDM – Edition Dunod

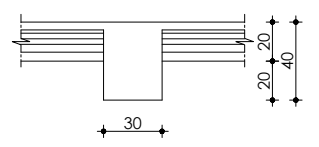
coffrage niv. +3.06



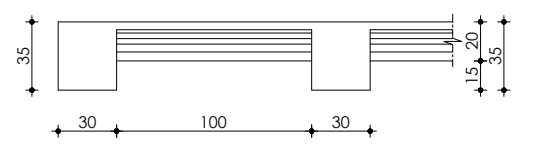
1-1



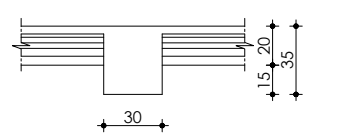
2-2



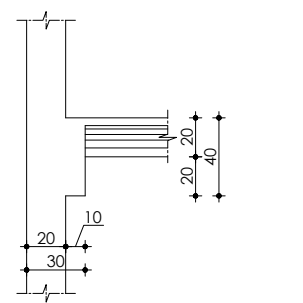
3-3



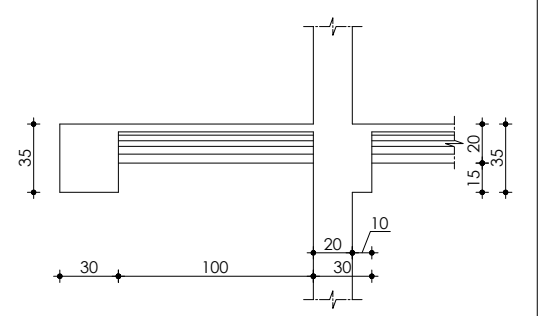
4-4



5-5



6-6



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du génie de la construction - Département de génie civil

Etudié par :

M^{elle} MOULA Zahra
M^{elle} ZAKNOUN Amel

Dirigé par : M^r BOUAFIA

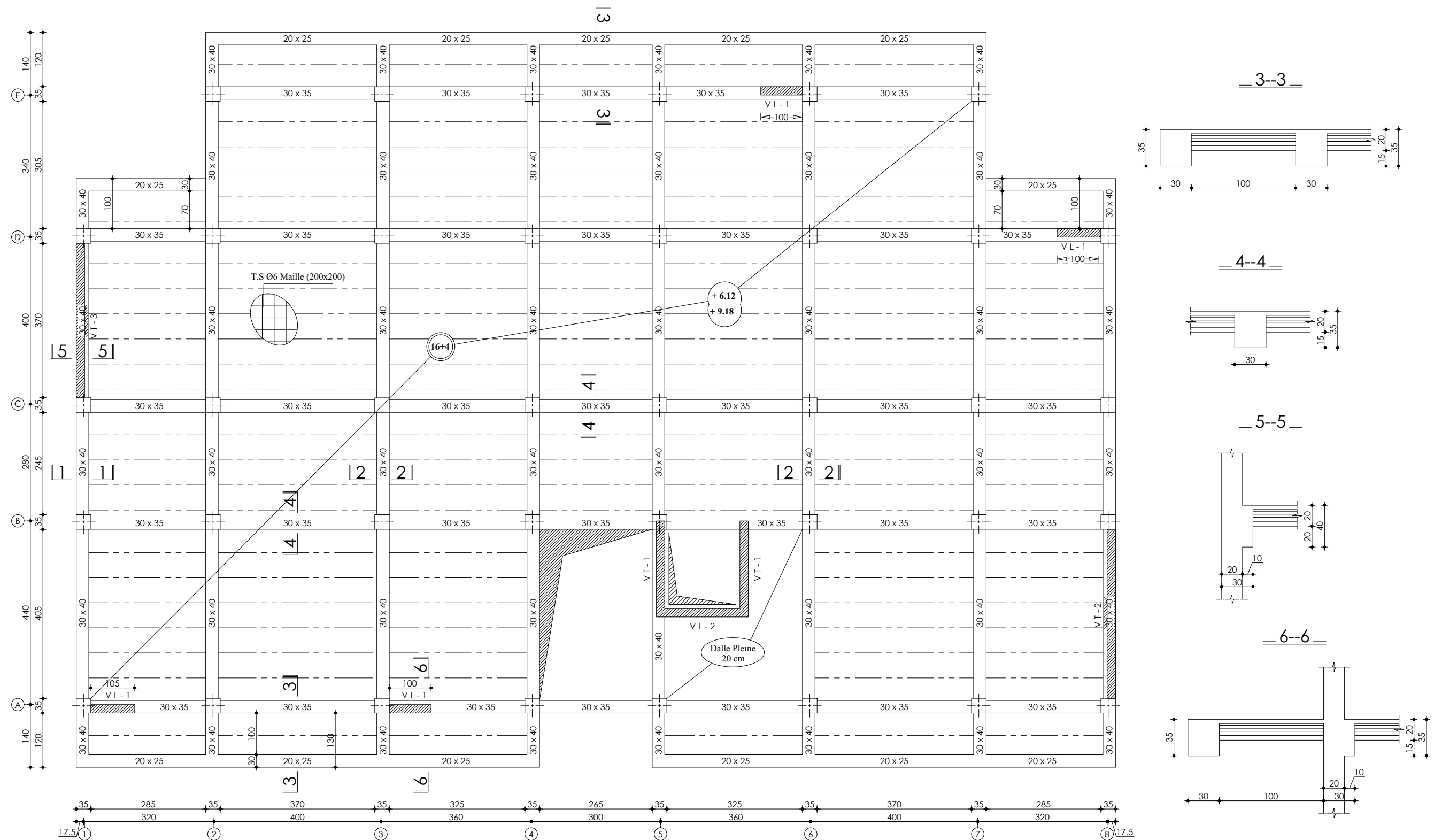
PLAN DE COFFRAGE
NIV. +3.06 (1^{er} ETAGE)

Echelle : 1/50

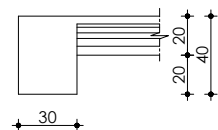
Plan N° : 01

Promotion :
2019-2020

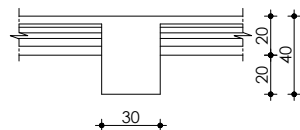
coffrage niv. +6.12 à +9.18



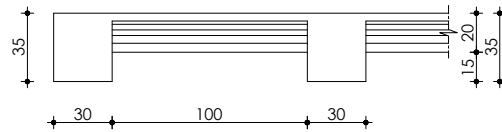
1--1



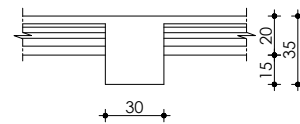
2--2



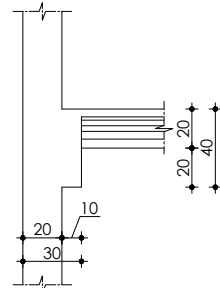
3--3



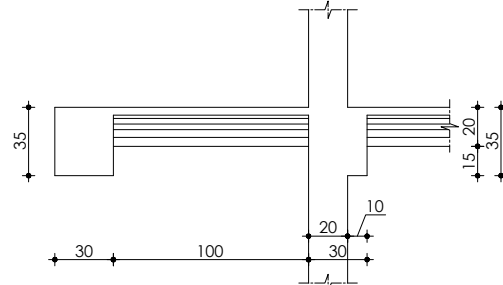
4--4



5--5



6--6



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction - Département de génie civil

Etudié par :

M^{elle} MOULA Zahra
M^{elle} ZAKNOUN Amel

Dirigé par : M^r BOUAFIA

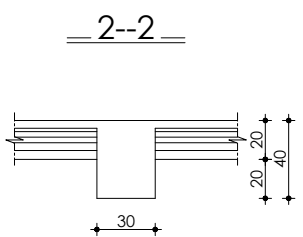
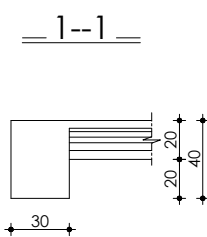
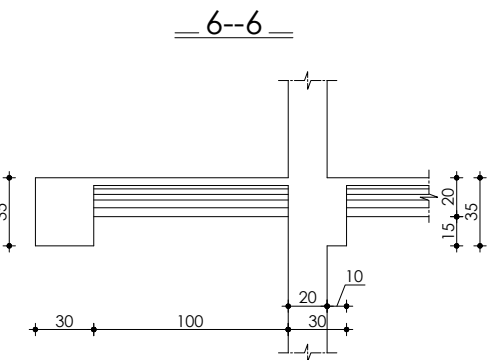
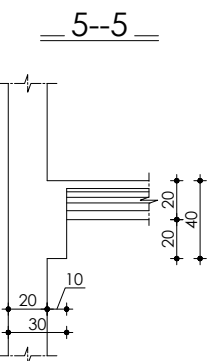
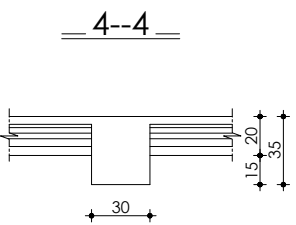
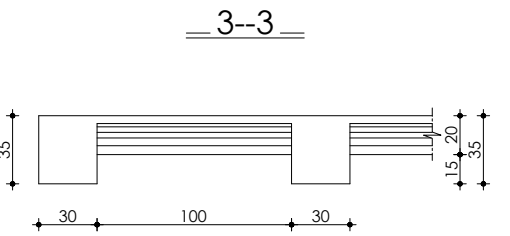
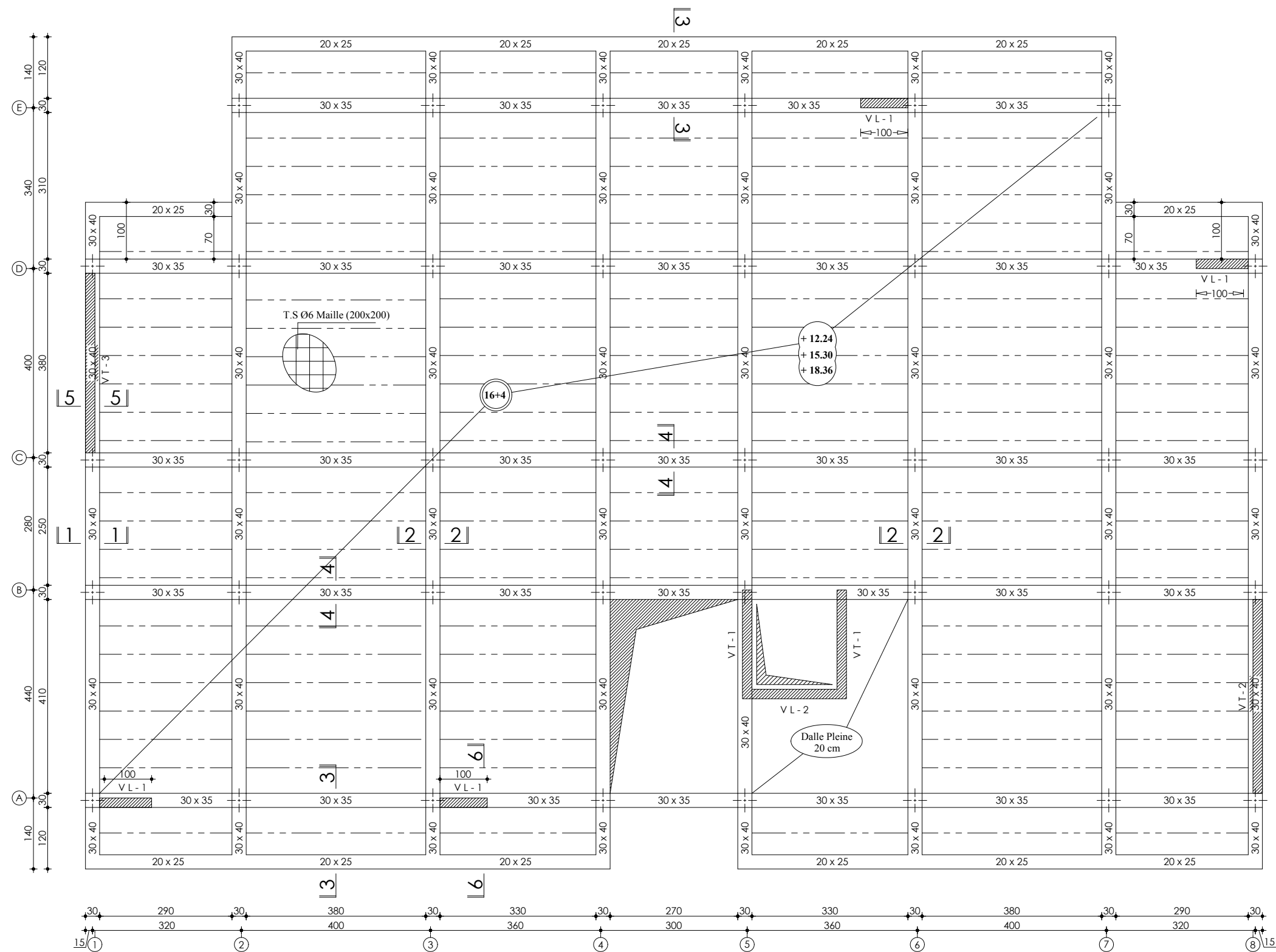
PLAN DE COFFRAGE
NIV. +6.12 à +9.18
(2^{eme} et 3^{eme} ETAGE)

Echelle : 1/50

Plan N° : 02

Promotion :
2019-2020

coffrage niv. +12.24 à +18.36



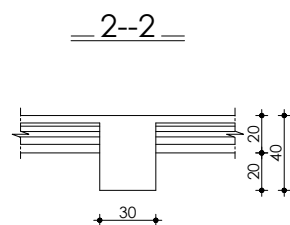
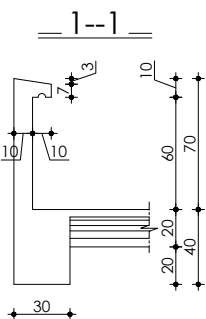
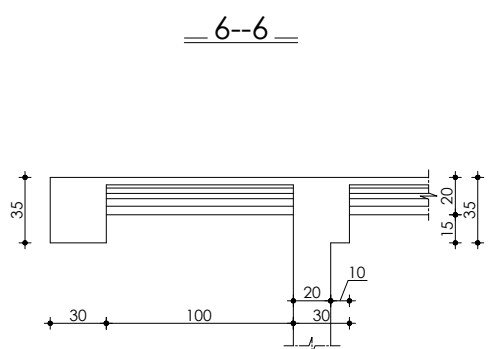
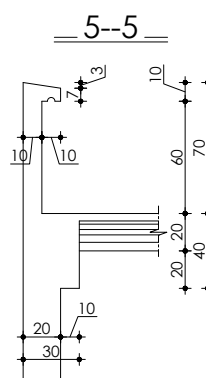
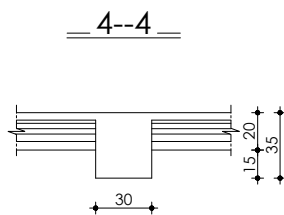
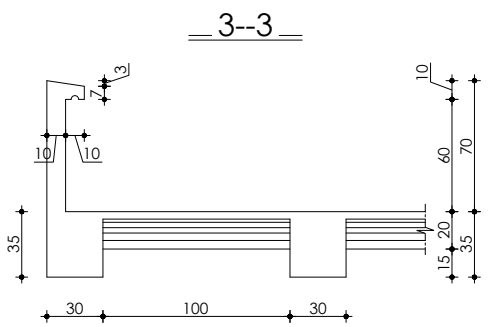
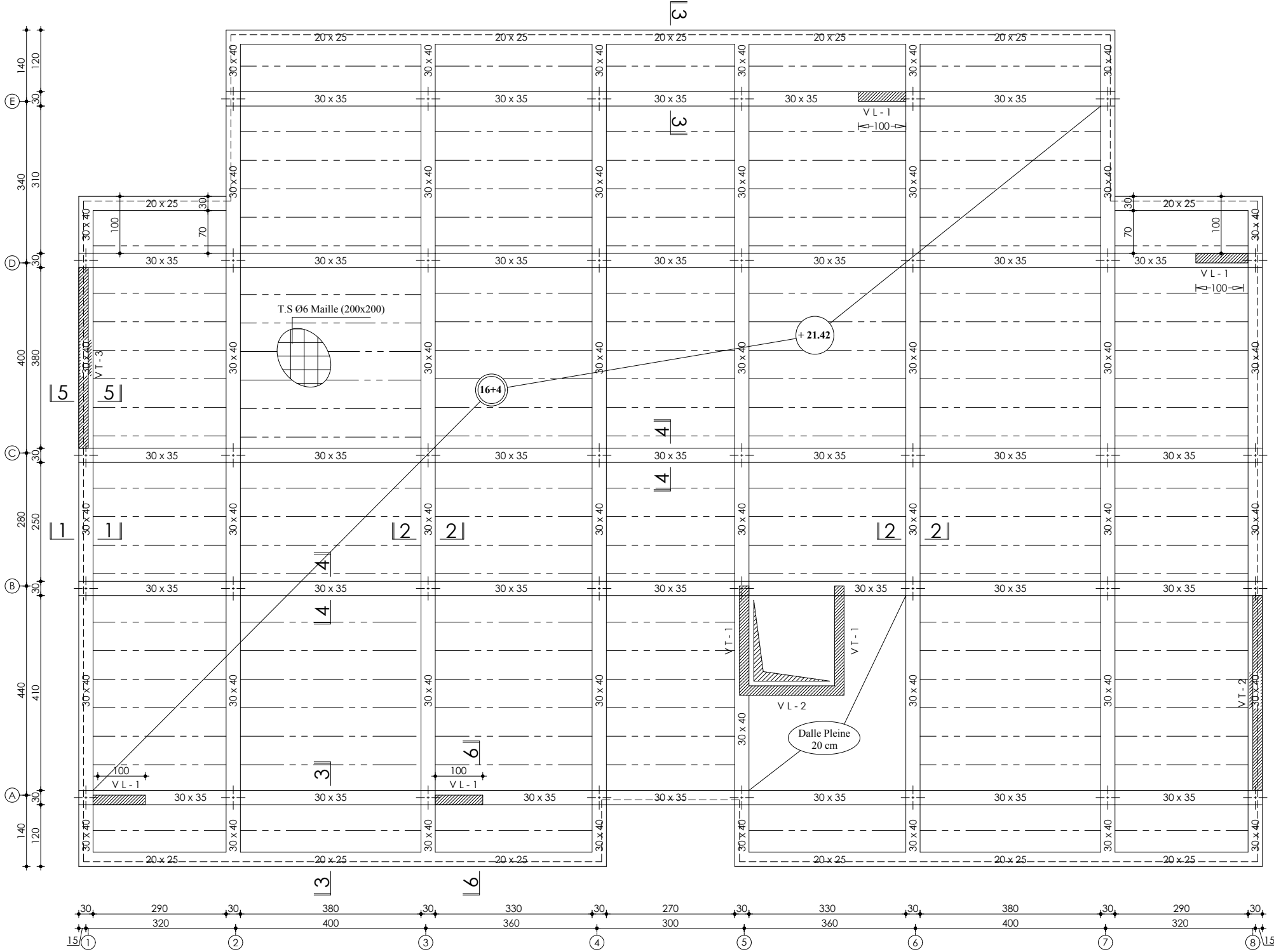
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction - Département de génie civil

Etudié par :
M^{elle} MOULA Zahra
M^{elle} ZAKNOUN Amel
Dirigé par : M^r BOUAFIA

PLAN DE COFFRAGE
NIV. +12.24 à +18.36
(4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} ETAGE)

Echelle : 1/50
Plan N° : 03
Promotion : 2019-2020

coffrage niv. +21.42



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction - Département de génie civil

Etudié par :

M^{elle} MOULA Zahra
M^{elle} ZAKNOUN Amel

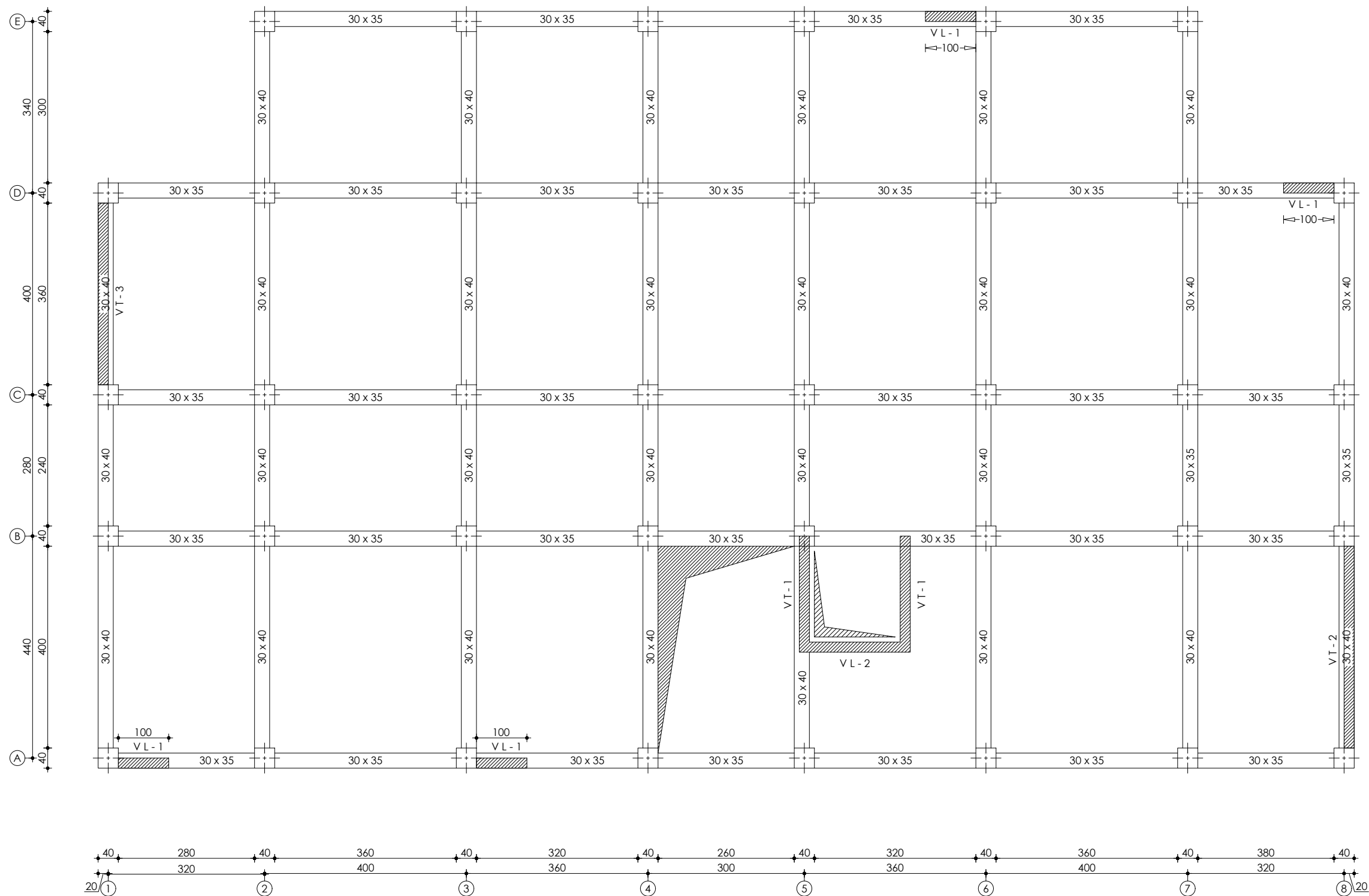
Dirigé par : M^r BOUAFIA

PLAN DE COFFRAGE
NIV. +21.42 (TERRASSE)

Echelle : 1/50

Plan N° : 04

Promotion :
2019-2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du génie de la construction - Département de génie civil

Etudié par :

M^{elle} MOULA Zahra
M^{elle} ZAKNOUN Amel

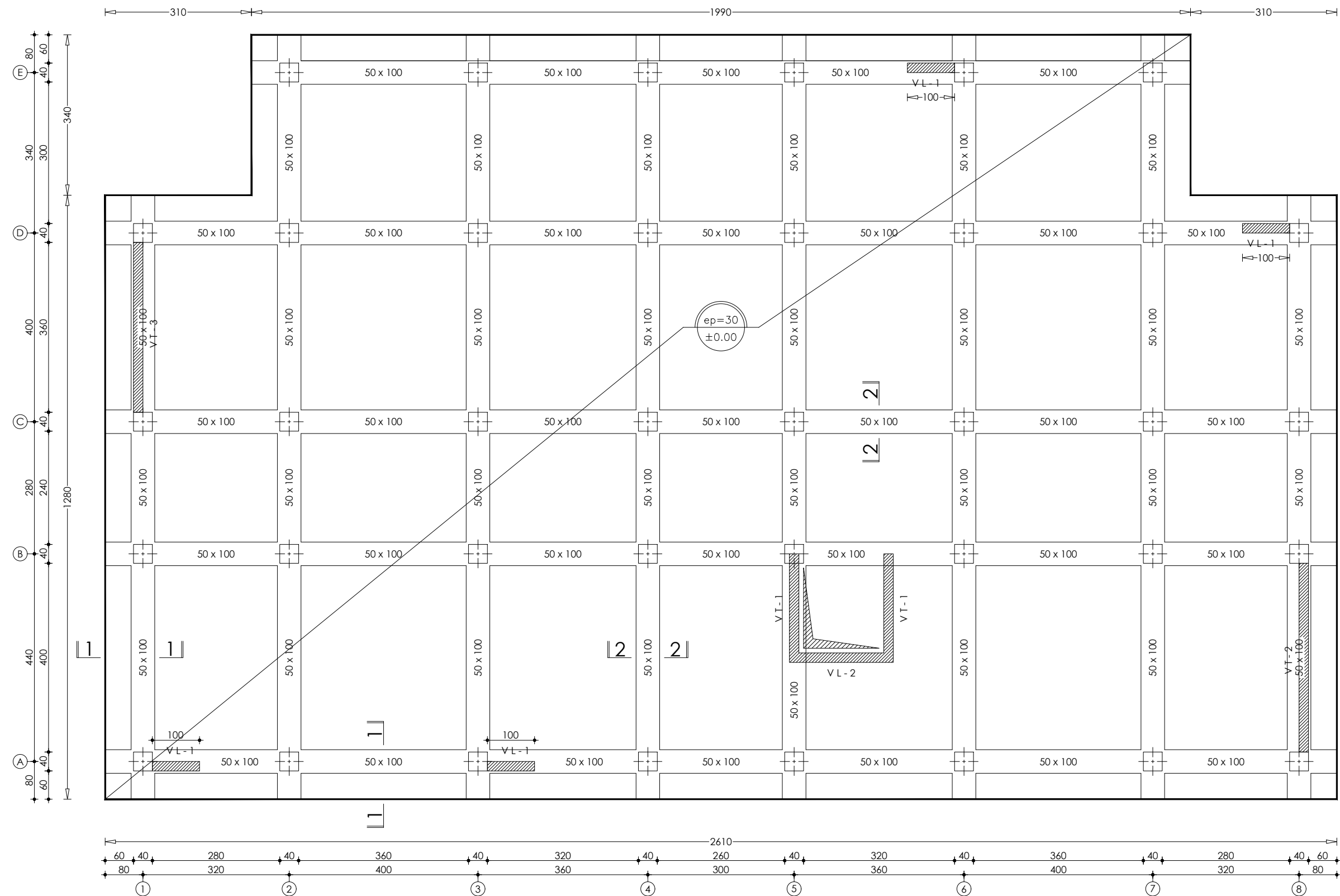
Dirigé par : **M^r BOUAFIA**

Disposition des voiles

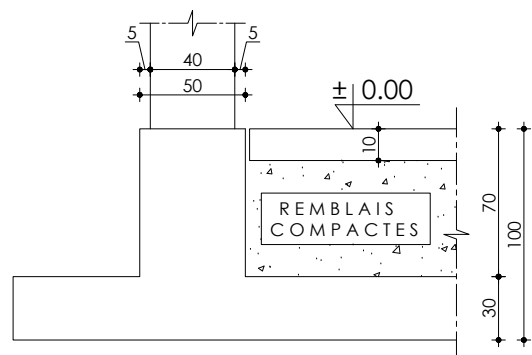
Echelle : **1/50**

Plan N° : **05**

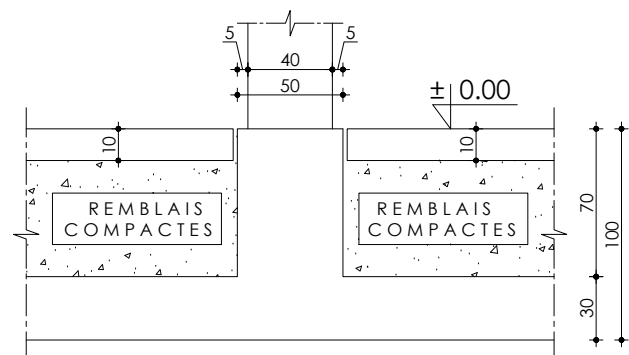
Promotion :
2019-2020



1-1



2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction - Département de génie civil

Etudié par :

M^{elle} MOULA Zahra
M^{elle} ZAKNOUN Amel

Dirigé par : M^r BOUAFIA

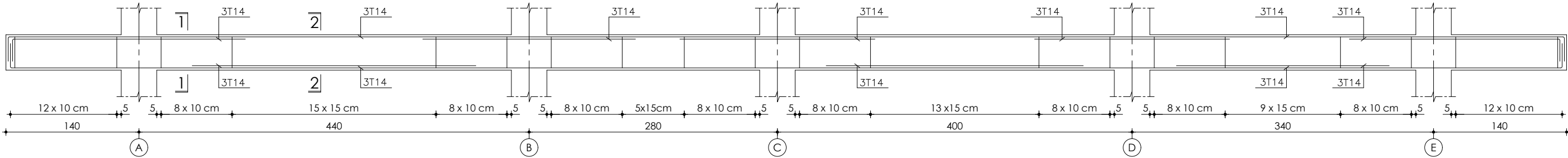
PLAN DE FONDATIONS
NIV. +0.00 (RDC)

Echelle : 1/50

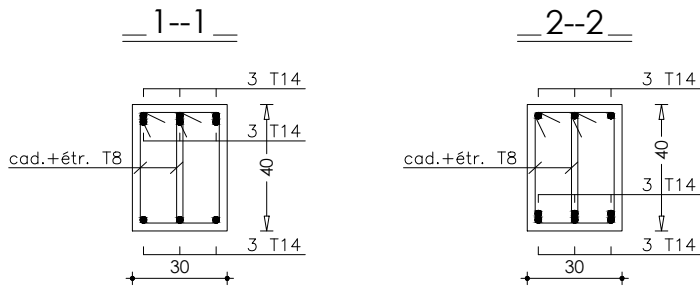
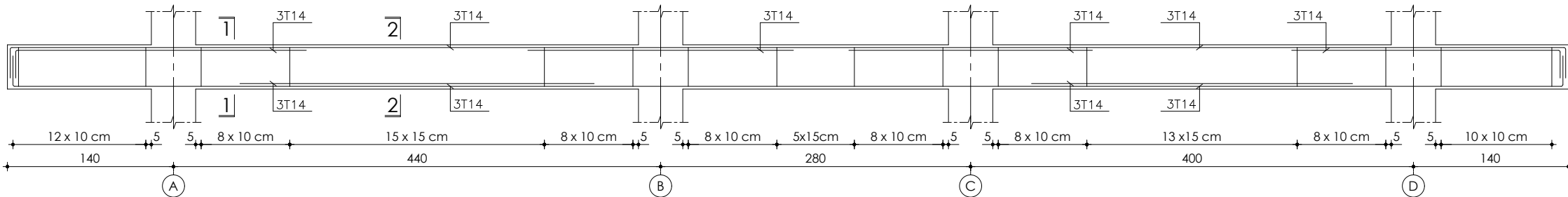
Plan N° : 06

Promotion :
2019-2020

Poutres axes 2, 3, 4, 6 & 7

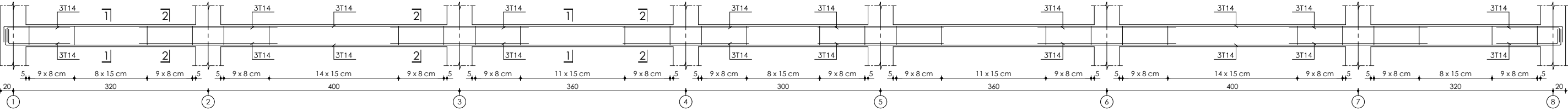


Poutres axes 1 & 8

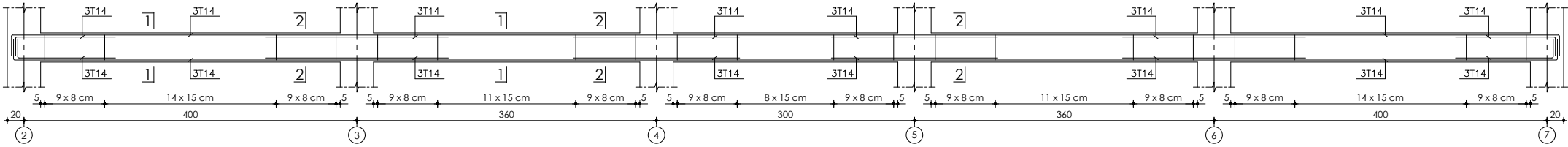


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou Faculté du génie de la construction - Département de génie civil		
Etudié par : M ^{elle} MOULA Zahra M ^{elle} ZAKNOUN Amel	Ferrailage des poutres principales	Echelle : 1/50
Dirigé par : M ^r BOUAFIA		Plan N° : 07 Promotion : 2019-2020

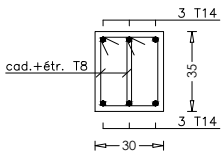
Poutres axes "A, B, C & D"



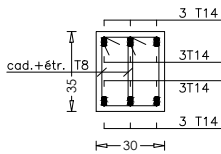
Poutre axe "E"



1--1

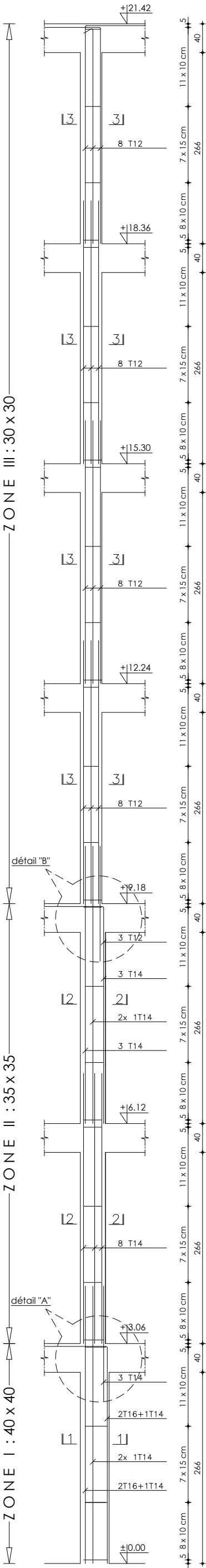


2--2

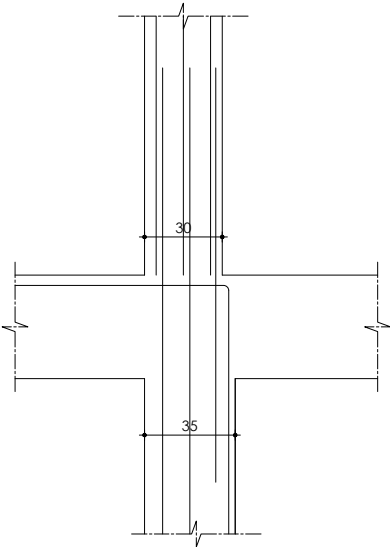


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou Faculté du génie de la construction - Département de génie civil		
Etudié par : M ^{elle} MOULA Zahra M ^{elle} ZAKNOUN Amel	Ferrailage des poutres secondaires	Echelle : 1/50
Dirigé par : M ^r BOUAFIA		Plan N° : 08 Promotion : 2019-2020

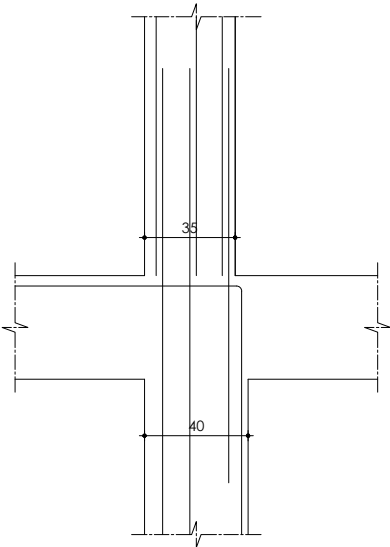
Ferrailage Poteau



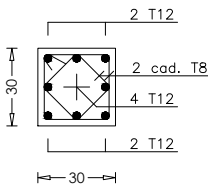
détail "B"



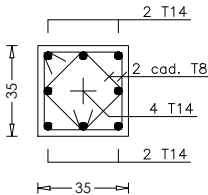
détail "A"



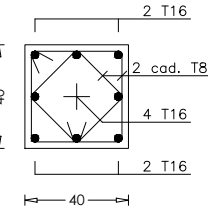
3-3



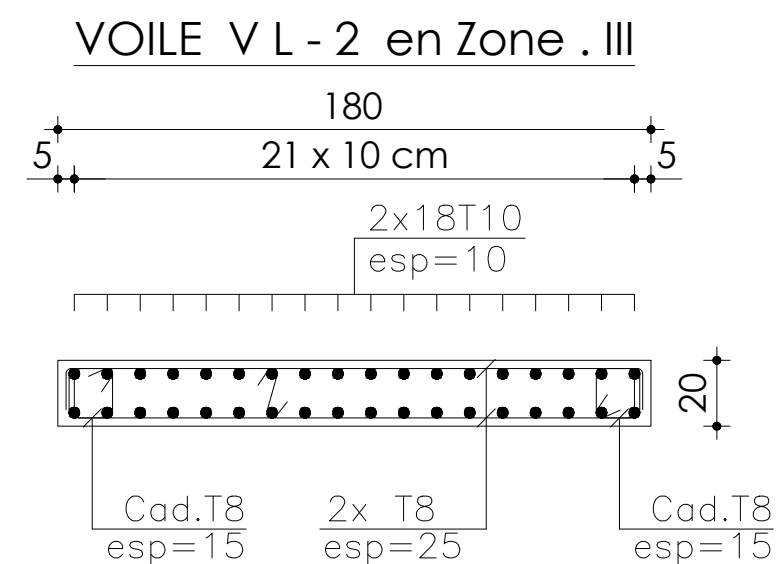
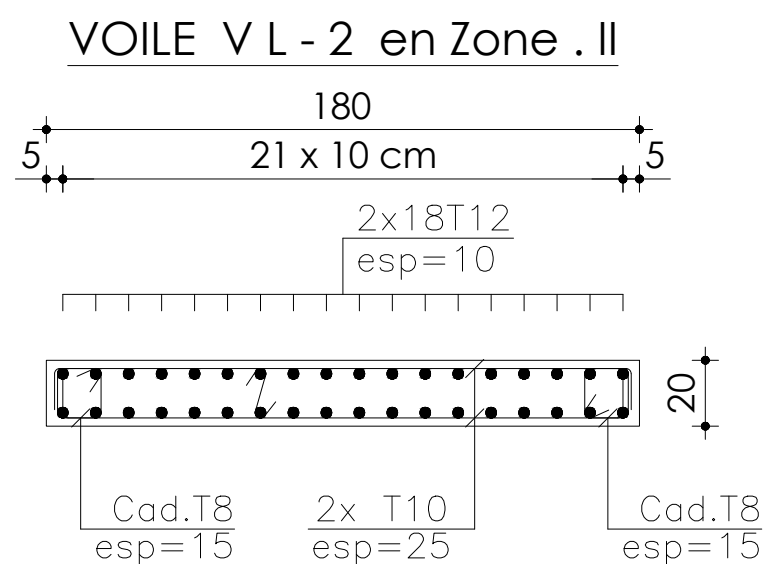
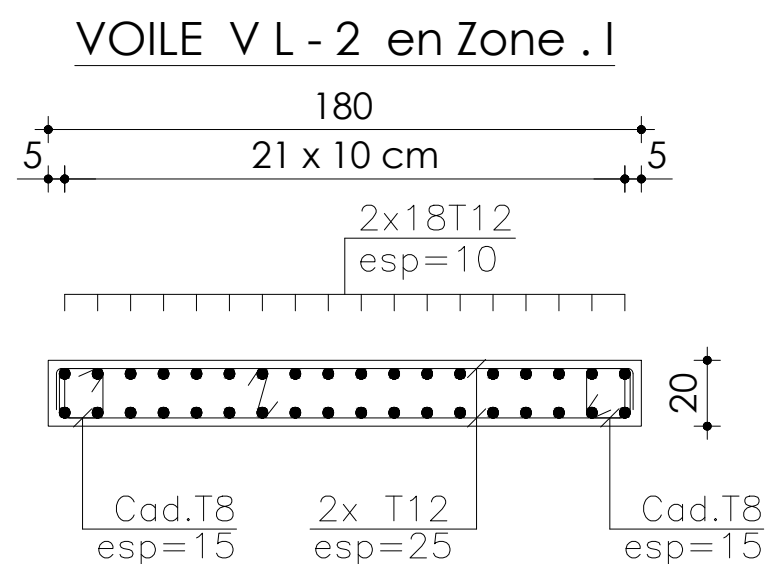
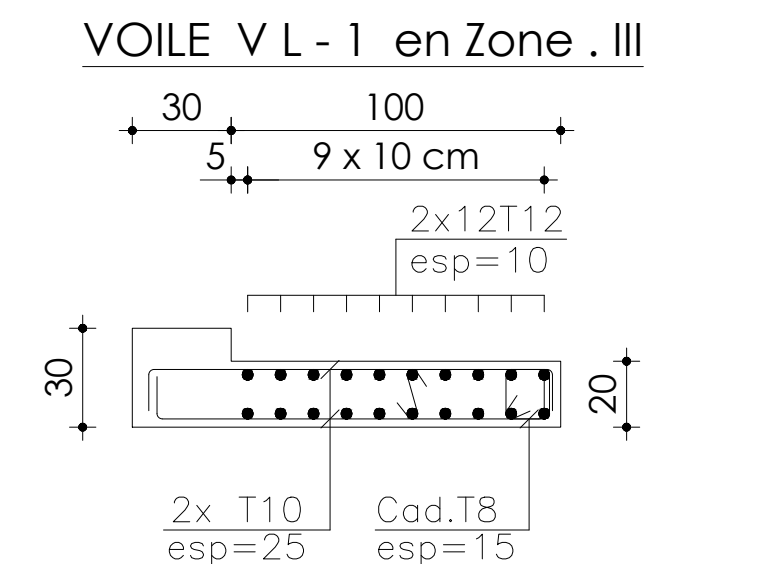
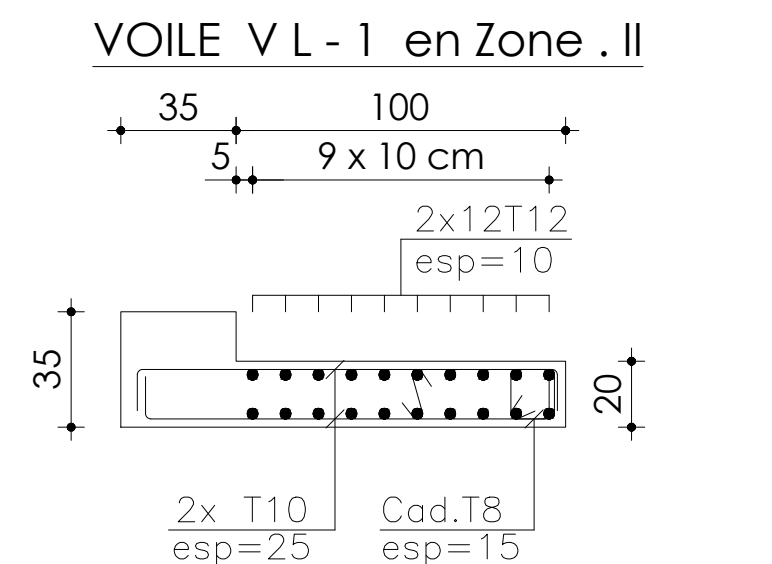
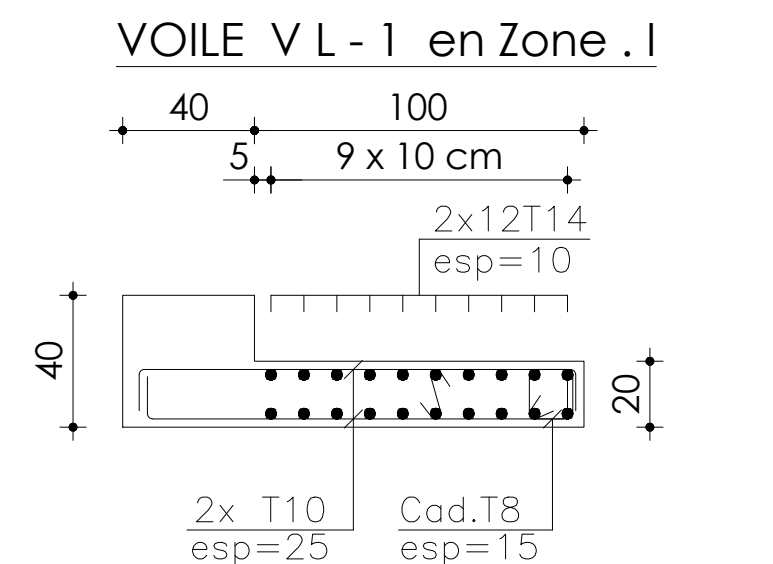
2-2



1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou Faculté du génie de la construction - Département de génie civil		
Etudié par : M ^{lle} MOULA Zahra M ^{lle} ZAKNOUN Amel	Ferrailage des poteaux	Echelle : 1/50
Dirigé par : M ^r BOUAFIA		Plan N° : 09
		Promotion : 2019-2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du génie de la construction - Département de génie civil

Etudié par :

M^{elle} MOULA Zahra
M^{elle} ZAKNOUN Amel

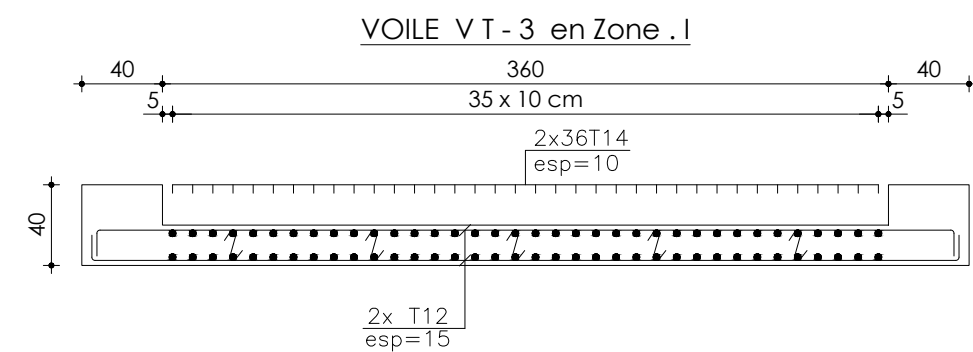
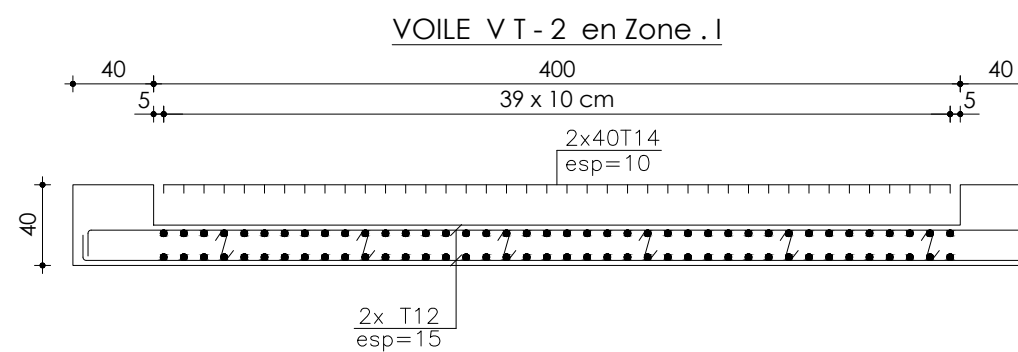
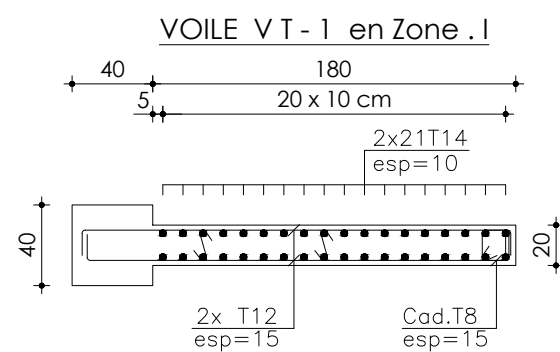
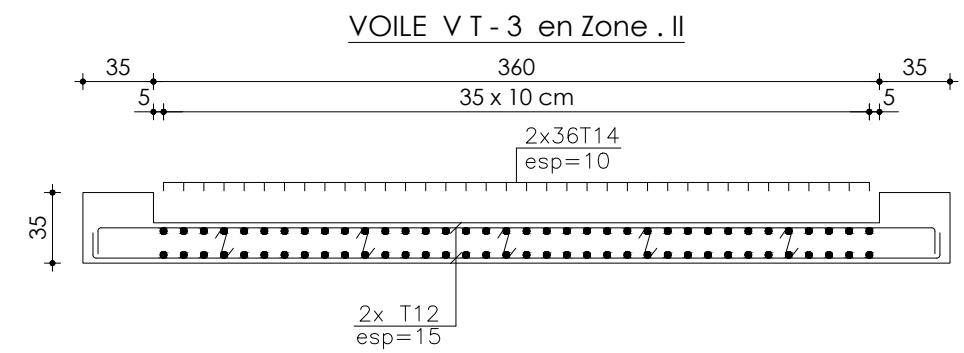
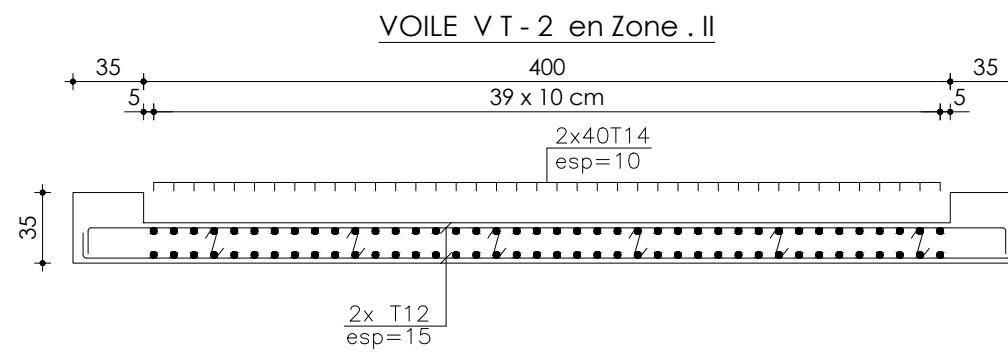
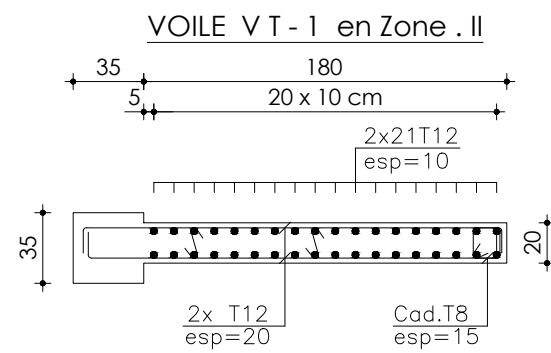
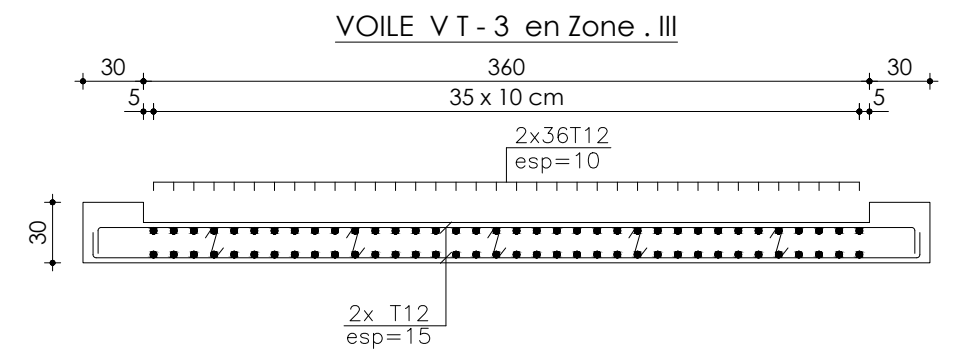
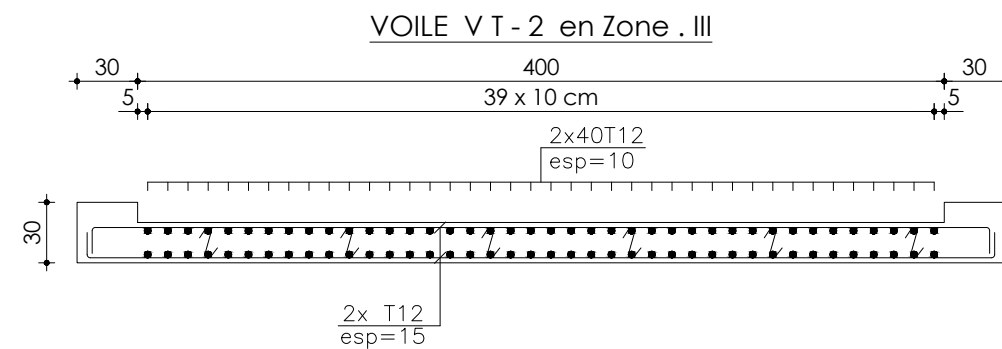
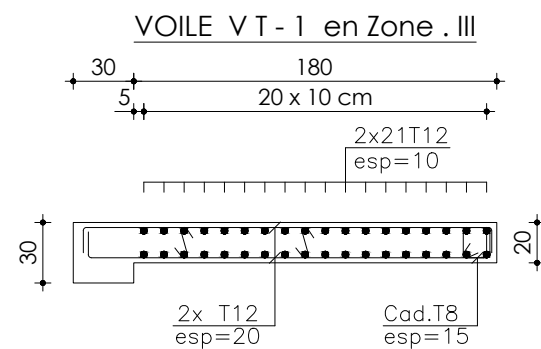
Dirigé par : **M^r BOUAFIA**

Ferraillage des voiles longitudinales
(VL1 et VL2)

Echelle : **1/50**

Plan N° : **10**

Promotion :
2019-2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction - Département de génie civil

Etudié par :

M^{elle} MOULA Zahra
M^{elle} ZAKNOUN Amel

Dirigé par : **M^r BOUAFIA**

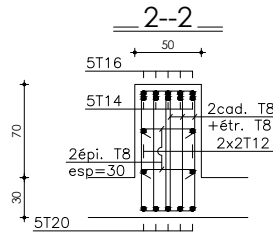
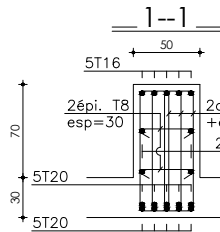
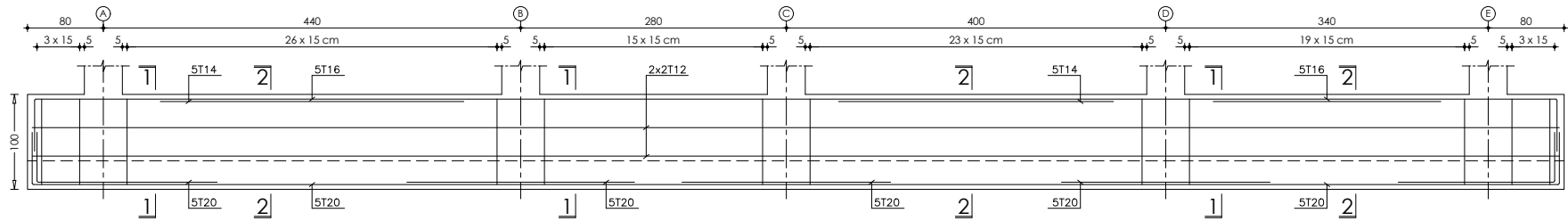
Ferrailage des voiles transversales
(VT1, VT2 et VT3)

Echelle : **1/50**

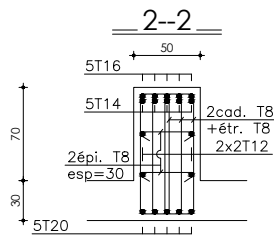
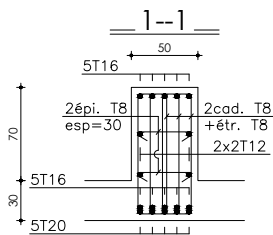
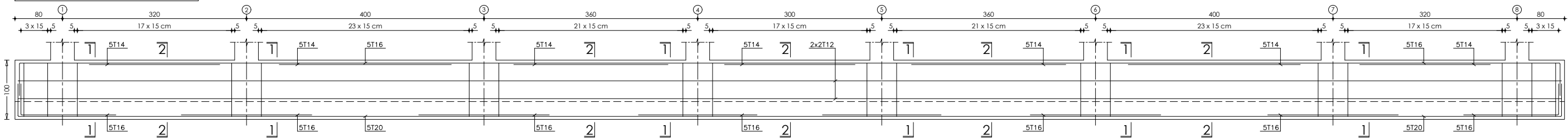
Plan N° : **11**

Promotion :
2019-2020

NERVURE TRANSVERSALE



NERVURE LONGITUDINALE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction - Département de génie civil

Etudié par :

M^{elle} MOULA Zahra
M^{elle} ZAKNOUN Amel

Dirigé par : M^r BOUAFIA

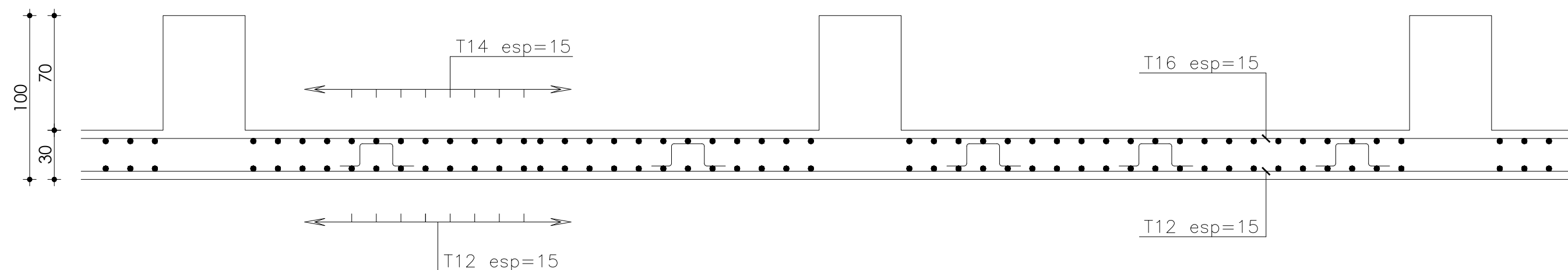
Ferrailage des nervures

Echelle : 1/50

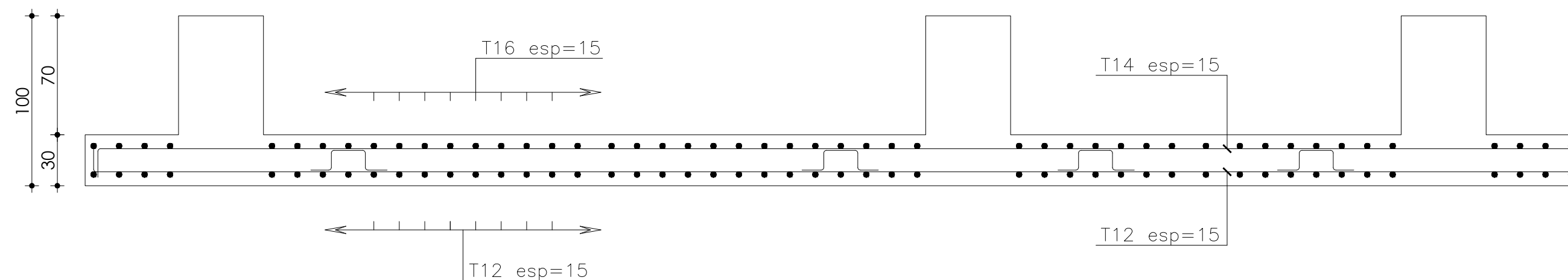
Plan N° : 12

Promotion :
2019-2020

Ferraillage RADIER suivant X-X



Ferraillage RADIER suivant Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction - Département de génie civil

Etudié par :
M^{elle} MOULA Zahra
M^{elle} ZAKNOUN Amel
Dirigé par : **M^r BOUAFIA**

Ferraillage de la dalle
du radier

Echelle : **1/50**
Plan N° : **13**
Promotion :
2019-2020