

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master 2 en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+4+2entre sol) à usage de commercial et d'habitation
Contreventé par des voiles.*



Dirigé par :

M^{me} : KHELOUI.TAOUCHÉ.F

Etudié par:

M^{me}: YAKOUBI LYDIA.

M^{elle} :SIFOUANE KAHINA

Année 2014/2015

Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à M^{me} KHELOUI.TAOUCHE.F pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation

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

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous venir en aide.

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

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous fons l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents à ceux que je dois tout.

A mon frère AMINE et ma sœur SYLIA

A mes cousins et cousines

A mon mari SAMIR et sa famille

A toute ma famille sans exception et mes proches.

A tous ceux que j'aime.

A notre promotrice madame kheloui et à tous ceux qui nous ont aidés

A toute la promotion 2014-2015.

LYDIA .Y

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A mes très chers parents à ceux que je
dois tout.*

A mon frère AKLI

*A mes sœurs MALIKA et FAZIA
ainsi que leurs familles*

A ma sœur SOUAAD

*A toute ma famille sans exception et
mes proches.*

A tous ceux que j'aime.

*A notre promotrice madame kheloui
et à tous ceux qui nous ont aidés*

A toute la promotion 2014-2015.

KAHINA.S

Sommaire

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Chapitre III : Calcul des éléments

III.A- Acrotère.

III.B- Plancher.

III.C-Escalier

III.D-Poutre paliere

III.E- Balcon.

Chapitre IV : présentation de l'ETABS

Chapitre V : Fichier résultats.

Chapitre VI : Contreventement.

Chapitre VII : Ferrailage des poutres.

Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux.

Chapitre IX : Ferrailage des voiles.

Chapitre X : Etude de l'infrastructure.

- Infrastructure
- Mur plaque

Chapitre XI : Plans de ferrailage.

Conclusion

Bibliographie

Introduction Generale

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques et calculs concernant les constructions civiles. Les ingénieurs s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et du réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique algérien RPA (version 2003) et le règlement du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calcul rapide et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une structure (R+4+2 entre sol) à usage d'habitation et commercial, ossature mixte contreventée par voiles.

Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre cout.

Introduction :

Un bâtiment est une construction destinée à servir d'abri, à protéger des biens individuels ou collectifs, les biens industriels des intempéries et autre.

Les bâtiments peuvent faire l'objet de différentes techniques de construction. En particulier, on distingue les bâtiments dits en dur, c'est-à-dire en maçonnerie, des bâtiments légers, dont la structure n'est pas destinée à être pérenne. Ces bâtiments légers sont généralement construits en matériaux naturels, comme le bois.

Le rôle d'un bâtiment est d'abriter les individus pour une utilisation déterminée. Ce peut-être pour un usage d'habitation (villas, immeubles, ...), industriel (usines, entrepôts, ...), commercial (magasins, ...

Les techniques de conception des bâtiments sont dans le champ d'étude de l'architecture, tandis qu'incombe à l'urbanisme de déterminer la manière dont les bâtiments sont organisés à l'échelle de la ville.

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires

I.1.Description de l'ouvrage :

Ce projet de fin d'étude qui consiste en étude et le calcul d'un bâtiment(R+4+2entresol) à usage d'habitation. Ce bâtiment sera implanté à **KALOUS** dans la Wilaya de **BOUIRA** qui est classée par les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/2003) comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne »,et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol meuble « S3 »d'une contrainte admissible $\sigma_{sol}=2bars$.

I.2.Caractéristiques géométriques :

a). Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....22.44m
- Hauteur du entresol 1.....4.08 m
- Hauteur du entresol2.....3.06m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3.06m
- Hauteur de l'étage courant3. 06 m

b). Dimensions en plan :**ETAGE COURANT :**

- Longueur totale.....27.90 m
- Largeur totale18.24m

RDC :

- Longueur totale27.90m
- Largeur totale.....18.24m

LES ENTRE SOLS :

- Longueur total des entre sols.....27.90m
- Largeur totale18.24m

I.3.Eléments de l'ouvrage :**I.3.a. OSSATURE :**

En architecture-construction, l'ossature constituée en béton, métal ou bois est le support rigide en gros-œuvre des éléments de l'ouvrage assurant la stabilité. Elle reçoit le remplissage pour constituer l'abri.

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles (structure mixte), d'après le (RPA 99 version 2003) pour toute structure dépassent une hauteur de 14mètre en zone IIa, Son contreventement est assuré par deux types :

•Contreventement par portique : C'est une ossature constituée de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :

- Reprendre les charges et surcharges verticales.
- Transmettre directement les efforts aux fondations.

•Contreventement par voiles : Composé des éléments verticaux « voiles » en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal, ils assurent :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
- Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

-ainsi ils minimisent les effets de torsion.

I.3.b. Les planchers :

Un plancher, dans le domaine du bâtiment, est un ouvrage de charpente de menuiserie ou de maçonnerie, tout ou partie en bois, en fer ou en béton, formant une plate-forme horizontale au rez-de-chaussée ou une séparation entre les étages d'une construction. Sa sous-face est appelée plafond. Le plancher peut porter un revêtement : carrelage.

Les planchers limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Dans notre projet les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée.

I.3.c. Les escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Dans notre cas l'escalier seront constitués de paillasse et de palier en béton armé coulés sur place.

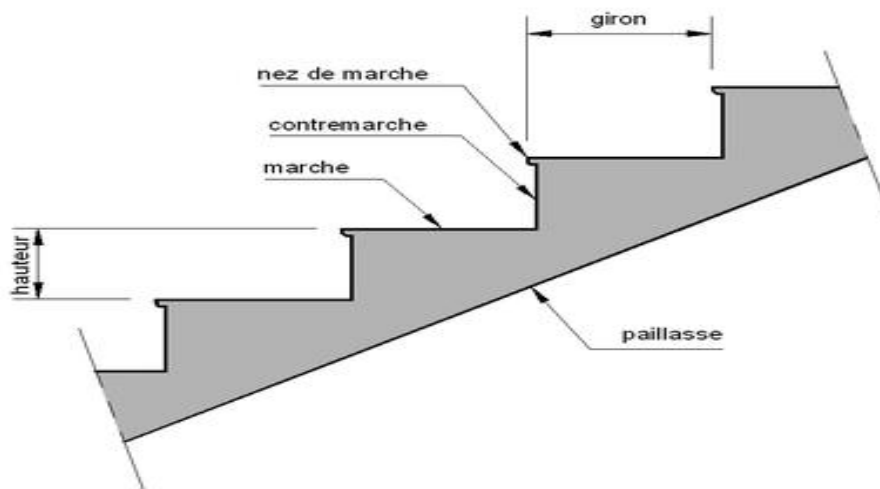


Figure 1: Schéma général d'une volée d'escalier

I.3.e .Maçonnerie :

Mur extérieurs : sont en briques creuses, composés de double cloison de 10cm, séparé d'une lame d'air de 5cm..... (10+5+10).

Mur intérieurs : cloison simple en brique de 10cm d'épaisseur.

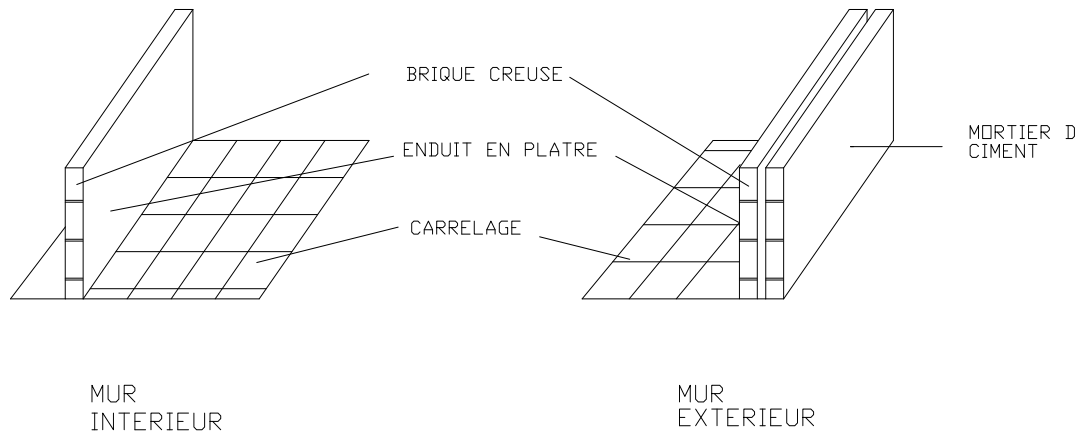


Figure 2: Schéma de mur intérieur et extérieur

I.3.f. Revêtements :

- Mortier de ciment d'une épaisseur de 1,5cm pour les murs de façades.
- En plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- En céramique pour les murs des salles d'eaux et cuisine, avec un soubassement de 1,5cm.
- En carrelage pour les planchers et les escaliers avec plinthe de recouvrement.

I.3.g. Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60(m) de hauteur, réalisé en béton armé coulé surplace, il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

I.3.f. Coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.3.h. Fondations :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges climatiques et d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le mode de fondation sera établi suivant la capacité portante du sol. Soit le sol en place a des qualités suffisantes pour qu'on puisse y fonder l'ouvrage, soit ses qualités sont médiocres et il faut alors le renforcer.

I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL99), et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003).

I.4.a. Béton :

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant.

Le liant peut être " hydraulique " (car il fait prise par hydratation ; ce liant est couramment appelé ciment) ; on obtient dans ce cas un béton de ciment. On peut aussi utiliser un liant hydrocarboné (bitume), ce qui conduit à la fabrication du béton bitumineux. Le coulis est un mélange très fluide de ciment et d'eau.

Le béton armé correspond à une association judicieuse de matériaux aux caractéristiques complémentaires : l'acier pour sa capacité à résister aux contraintes de traction et le béton pour sa capacité à résister à la compression. .

Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m^3 de ciment portland artificiel 325 (CPC 32.5).

-Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée).celle-ci notée f_{c28} varie en fonction de la granulométrie, du dosage en ciment et de la quantité d'eau de gâchage.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de « j » jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré ; qui est donnée par BAEL99 comme suit :

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

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

- Pour l'étude de notre projet, on prendra la résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours est $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

-Résistance caractéristiques à la traction :

la résistance du béton à la traction est faible, elle représente 10/de la résistance à la compression, notée f_{t28} et qu'on peut la déduire par la relation suivante :(BAEL99).

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

A $j=28j$ on a : $f_{ij} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$ $f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$

- Contraintes limites du béton:

• Les états limites :

Un état limite dans le domaine des constructions est celui qui satisfait strictement aux conditions requises sous l'effet des actions (forces), appliquées à la structure, qui produisent des sollicitations s'exerçant sur la construction ou sur l'un de ses éléments (semelles, poteaux, longrines, poutres, planchers ou dalles en béton armé, etc.). Les sollicitations sont de différentes natures : efforts normaux de compression ou de traction, moments de flexion ou couples, efforts tranchants.

Un état limite ultime fait l'objet de modalités réglementaires de conception et de calcul d'ouvrage avec vérification des contraintes et des déformations pour satisfaire aux conditions d'utilisation relatives à la stabilité et à la sécurité.

Les constructions courantes sont celles avec charges d'exploitations modérées, celles-ci étant au plus égales à deux fois les charges permanentes ou à 5 kN/m². Les maisons individuelles entrent dans cette catégorie.

a) Etat limite ultime :

Ils correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique ;
- de la résistance de l'un des matériaux ;
- ou de la stabilité de forme.

Ils sont basés sur l'atteinte maximale de la capacité portante de l'ouvrage sans risque de rupture par écrasement, renversement, déformation excessive.

• Critères de conception :

- utilisation de diagrammes déformations-contraintes proches du comportement des matériaux
- allongements et raccourcissements limites des matériaux ;
- application de coefficients de sécurité en fonction de la durée d'application des charges

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en MPa} \quad (\text{BAEL 99})$$

Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \longrightarrow \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \longrightarrow \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

θ : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeurs :

$\theta=1$ \longrightarrow si la durée d'application est supérieure à 24 heures ($t > 24\text{heures}$).

$\theta=0,9$ \longrightarrow si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures ($1 < t < 24\text{heures}$).

$\theta=0,85$ \longrightarrow si la durée d'application est inférieure à 1 heures ($t < 1\text{heure}$).

b) Etat limite de service :

Ils sont relatifs aux conditions d'exploitation ou de durabilité afin de limiter :

- la contrainte de compression du béton ;
- la formation de fissures préjudiciables et les risques de corrosion des armatures ;
- les déformations excessives d'éléments porteurs tels que les poutres, les planchers par limitation des flèches.
- Critères de conception :
 - contraintes limitées du béton et de l'acier
 - calculs de type élastique allongement-contrainte tenant compte du module d'élasticité des matériaux.

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

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa} \quad (\text{BAEL 99})$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Combinaisons de base :

Actions permanentes	symbole général G
Actions variables	symbole général Q
Combinaison à l'état limite ultime (ELU)	$1,35 G + 1,5 Q$
Combinaison à l'état limite de service (ELS)	$G + Q$

Diagramme contraintes déformations

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- **A l'état limite ultime (ELU) :**

La relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure I.3.

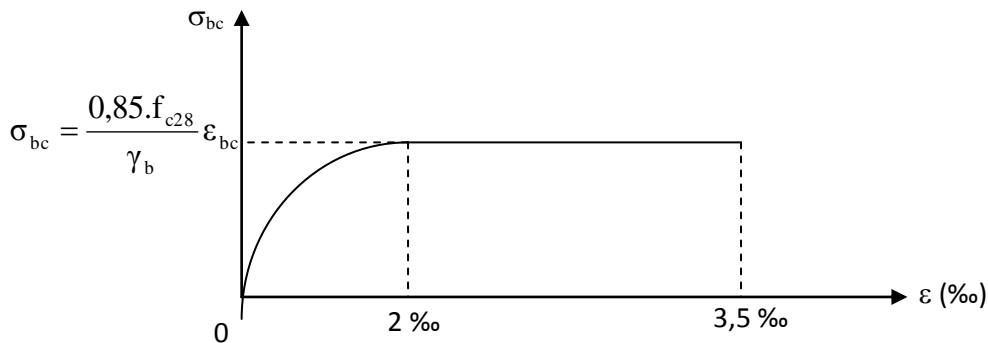


Figure I-3 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton

Le diagramme est constitué :

- D'un tronc de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- D'une partie rectangle (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

- **A l'état limite de service (ELS) :**

Le béton est considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte -déformation est illustré dans la figure I.4

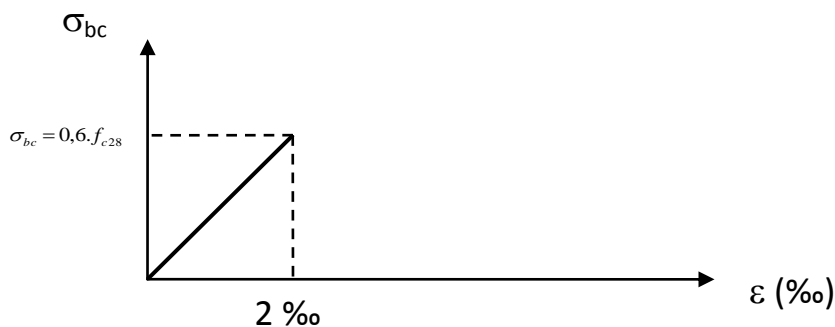


Figure I-4 : diagramme de calcul contrainte-déformation du béton

- Contrainte tangente conventionnelle : (BAEL 99)

Donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}}$

V_u : effort tranchant dans la section étudiée(ELU).

b_0 : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}} \leq \bar{\tau}_u$$

$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28}, 5 \}$ MPa = 3.25MPa \longrightarrow pour la fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,10 f_{c28}, 4 \}$ MPa = 2.5MPa \longrightarrow pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

-Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

I- Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

a. Module d'élasticité instantané « Eij » :(BAEL99)

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

D'où: pour $f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow E_{i28} = 32164,195$ MPa

b. Module d'élasticité différé « Evj » (BEAL99)

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).qui est donné par :

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

Avec : $f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow E_{vj} = 10819$ MPa

2- Module de déformation transversale :

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

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

- Coefficient de poisson : (BAEL 99)

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " ν ". Conformément au règlement BAEL99 :

à l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré)

I.4.b. Aciers :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	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

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

Limite d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier. $E_s = 200000 \text{ MPa}$ (BAEL99)

Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

La limite élastique garantie Fe :

C'est la contrainte pour la quelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2%

Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous

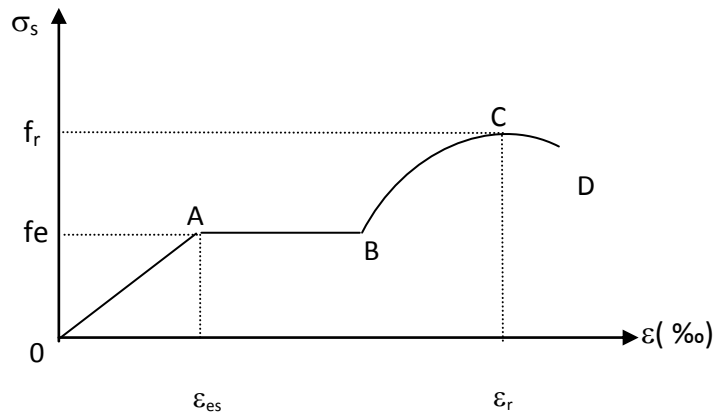


Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

- f_r : Résistance à la rupture de l'acier.
- f_e : Limite d'élasticité.
- ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.
- ϵ_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone 0A : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement

-Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

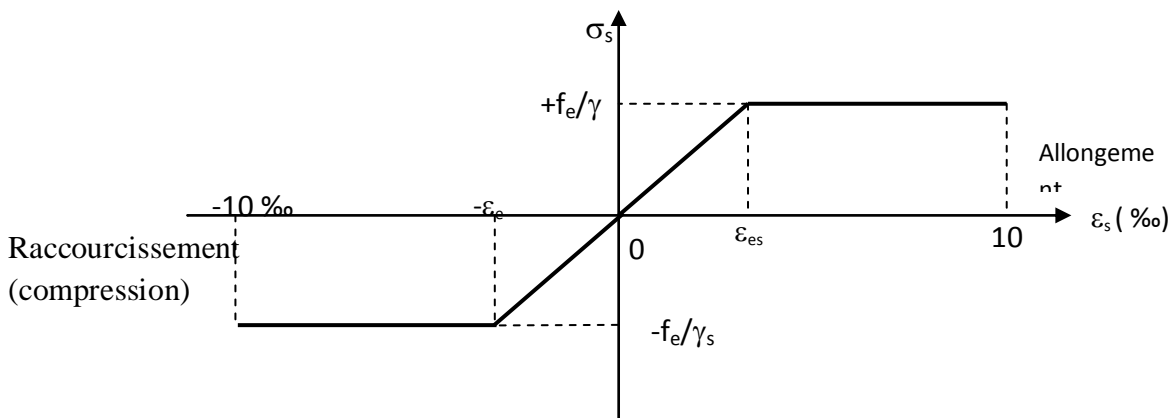


Figure I.6 : Diagramme contrainte- déformation de calcul

Contraintes limites de l'acier :

a) - Contrainte limite à l'ELU :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

Avec:

σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ situation durable

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

Exemple :

	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1$
Fe=400Mpa	$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
Fe=520Mpa	$\sigma_{st} = 450 \text{ Mpa}$	$\sigma_{st} = 520 \text{ Mpa}$

b)- La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL99. On distingue trois cas de fissurations

1. Fissuration peu nuisible : (BAEL99)

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

2. Fissuration préjudiciable : (BAEL99)

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

σ_{st} : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

$\bar{\sigma}_{st}$: Résistance caractéristique à la traction du béton.

n:coefficient de fissuration tel que :

-n=1 → pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

-n=1,3 → pour les aciers de haute adhérence de diamètre $Q < 6\text{mm}$.

-n=1,6 → pour les aciers de haute adhérence de diamètre $Q \geq 6\text{mm}$.

La valeur de $\bar{\sigma}_{st}$ obtenue pour $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ et $n=1.6$ est : $\bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}$

3. Fissuration très préjudiciable : (BAEL99)

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

La valeur de $\bar{\sigma}_{st}$ obtenue pour $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ et $n=1.6$ est : $\bar{\sigma}_{st} = 165\text{MPa}$

- Protection des armatures :(BAEL99)

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, enfin les voiles etc..., en utilisant les règlements (RPA99/V2003) et BAEL99.

II.1.pré-dimensionnement des éléments :**II .1.1 Les planchers :**

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis + une dalle de compression), qui reposent sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée, ils assurent deux fonctions essentielles:

- **Une fonction de résistance mécanique** ; Qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Une fonction d'isolation acoustique et thermique et d'étanchéité**, Qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre le bruit.

Dans le cas de notre bâtiment, on distingue deux types de planchers :

❖ **Plancher à corps creux :**

Il s'agit de plancher constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriqués servant de coffrage perdu d'une part, et d'isolant acoustique et thermique d'autre part, le tout complété par une dalle de compression de 4 à 6cm d'épaisseur réalisée en béton coulée sur place, armée par un treillis soudé de nuance (FE520) dont les mailles ne dépassants pas :

-20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

-30 cm pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

ht : épaisseur de la dalle.

L : portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm² exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : L = 395-25 =370cm

$$ht \geq \frac{370}{22,5} = 16,44 \text{ cm}$$

On prend $ht = 20 \text{ cm}$.

On optera pour un plancher une épaisseur de $h_t = (16+4) \text{ cm}$, soit :

16cm : épaisseur du corps creux

4cm : épaisseur de dalle de compression

Il sera valable pour tous les planchers.

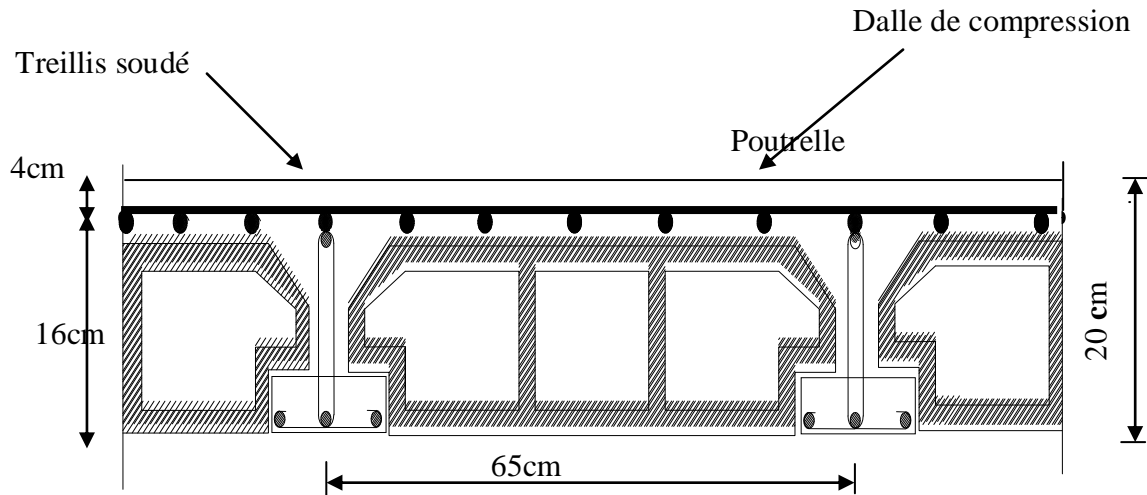


Figure.II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

Dalle pleine :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation suivantes :

1) condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e \geq L_0/10$.

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas : $L_0 = 1.50 \text{ m}$ $e_1 \geq 1.50/10 = 0.15 \text{ m}$

On adoptera une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$;

2) Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11 cm $e_2 = 11 \text{ cm}$.

3) Isolation acoustique :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de 350 Kg/m^2 . D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = 350/2500 = 0.14 \text{ m} \quad e_3 = 14 \text{ cm}.$$

Tel que : poids volumique du béton armé qui égale à $\gamma = 2500 \text{ daN/m}^3$.

Donc : $e = \max(15, 11, 14) = 15 \text{ cm}$

On adoptera une épaisseur de : $e = 15 \text{ cm}$.

II .1.2 Les poutres :

La poutre est destinée à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par référence au BEAL 99 comme suit :

Hauteur de la poutre :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 ;$$

Largeur de la poutre :

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

h_t : Hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis de la travée considérée.

L'article (7.5.1) du RPA exige les conditions telles que :

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

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales (ou porteuses)
- Poutres secondaires.

a- Poutres principales :**Hauteur :**

$$\text{On a } L = 470 - 25 = 445\text{cm}$$

$$\text{D'ou: } 445/15 \leq h_t \leq 445/10 \Rightarrow 29,66 \leq h_t \leq 44,5\text{cm}$$

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

Largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

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

b- Poutres secondaires:**Hauteur :**

$$\text{On a } l = 395 - 25 = 370\text{cm}$$

$$\text{D'ou: } 370/15 \leq h_t \leq 370/10 \Rightarrow 24,66 \leq h_t \leq 37,0\text{ cm}$$

On prend : $h_t = 30\text{cm}$

Largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

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

VERIFICATION :

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	vérification
$h \geq 30\text{cm}$	35cm	30cm	vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	25cm	25cm	vérifiée
$h/b \leq 4$	1.4	1.2	vérifiée

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

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

Poutre principale : (25x35) cm²

Poutre secondaire : (25x30) cm²

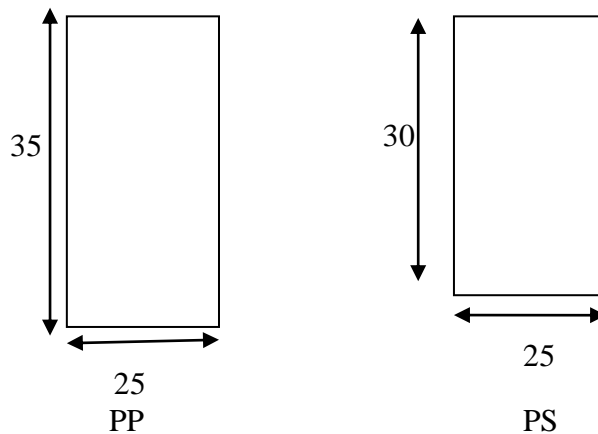


Figure II.2. Dimension des poutres

c.L'acrotère

On a $h_t = 60\text{ cm}$

Charge permanente G

$$G = 25 \left[(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right]$$

$$G = 1,713 \text{ KN/ml}$$

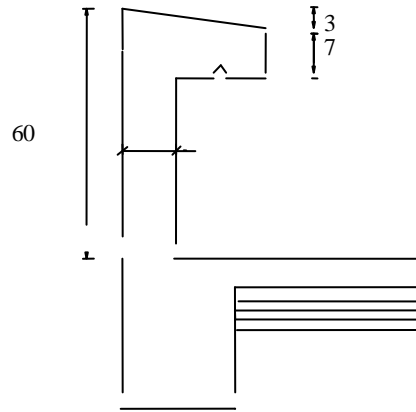


Figure II-3 : Coupe verticale de l'acrotère

II .2 Les charges permanentes

a/ plancher terrasse (inaccessible)

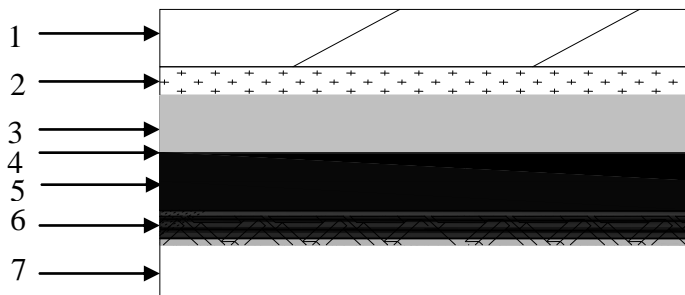


Figure II. 4. a : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge G_i (KN/m ²)
01	Couche de gravier	17	0.05	0.85
02	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
03	Béton en forme de pente	22	0.05	1.1
04	Feuille de polyane	1	-	0.01
05	Isolation thermique	4	0.04	0.16
06	Plancher corps creux	-	0.21	3.10
07	Enduit plâtre	0.1	0.02	0.20
			Totale $G_t = 5.54 \text{ KN/m}^2$	

Tableau II.4 .a: Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse

b) Etage courant, RDC et ENTRE-SOL :

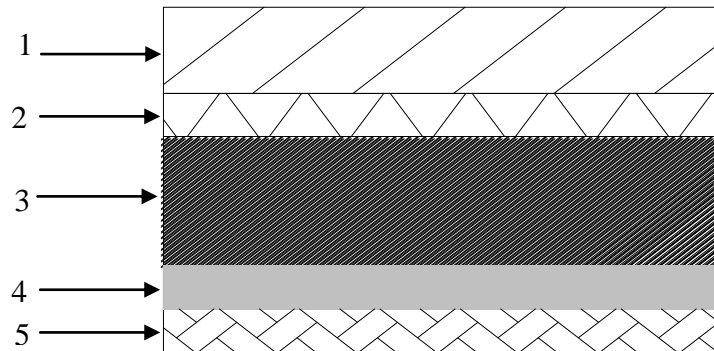


Figure II.4.b: Coupe transversale du plancher en corps creux.

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

Valeur de i	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur	Charge G_t (KN/m ²)
—	Cloison de séparation	/	/	1.00
01	Carrelage scellé	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle en corps creux	14	0.2	2.80
05	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
				Totale $G_t = 5.20$ KN/m ²

Tableau II.4.b: Valeur de charge permanente G_t

Plancher dalle pleine :

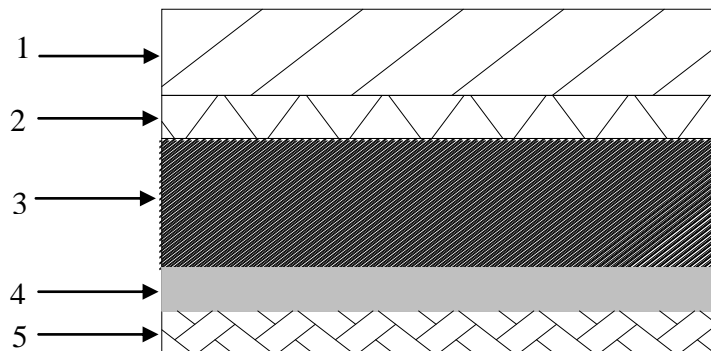


Figure II.5.b: Coupe transversale du plancher dalle plein

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

Tableau II.5.b: Valeur de charge permanente G_t .

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge G_i (KN/m ²)
01	Carrelage scellé	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
05	Enduit ciment	18	0.02	0.36
			Totale $G_t = 5.31 \text{ KN/m}^2$	

c) Maçonnerie :

➤ **Mur extérieur :**

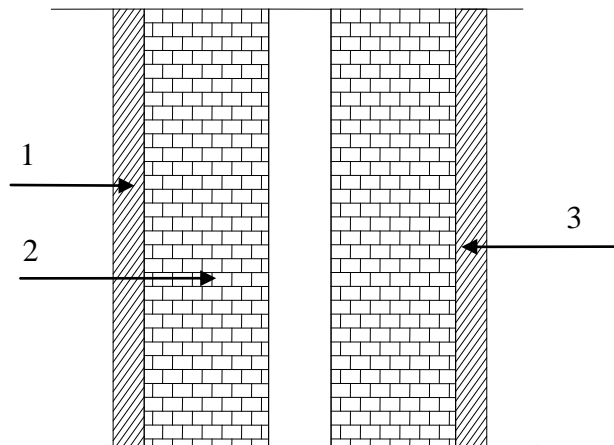


Figure II.5.c : Coupe verticale de mur

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Tableau II.5.c1 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge G (KN/m ³)
01	Mortier de ciment	20	0.02	0.40
02	Brique creuse	9	0.1x2	1.8
03	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
			Totale G = 2.40 KN/m ²	

II. 3 Les surcharges d'exploitations :

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

Eléments	Surcharges (Q) [KN/m ²]
Acrotère	→ 1.00
Terrasse inaccessible	↓ 1.00
Plancher étage courant	↓ 1.50
Plancher entresol (commerce)	↓ 3.50
les balcons	↓ 3.50
Escalier	↓ 2.50

II.4 Les poteaux :

a. Principe :

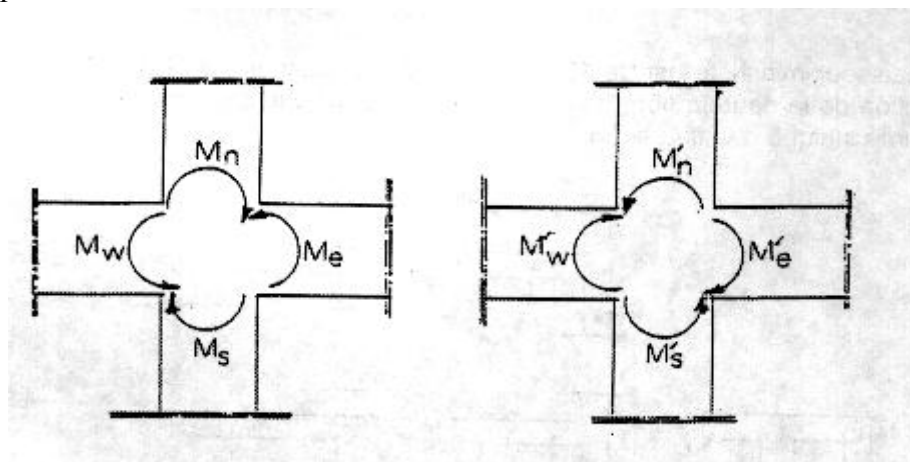
Les poteaux sont pré dimensionné en compression simple à L'ELS en considérant un effort de compression axial N_s , qui sera repris uniquement par la section du béton.

En choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau reprend la surface du plancher lui revenant, et le calcul étant basé sur la descente de charges. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

D'après le dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant :



$$M_{s\ pot} + M_{n\ pot} \geq 1.25(M_{e\ pout} + M_{w\ pout})$$

On a : $\sigma = MV/I \rightarrow M = \sigma I/V$

$$\sigma \cdot I_{s\ pot} / V + \sigma I_{n\ pot} / V \geq 1.25(\sigma I_{e\ pout} / V + \sigma I_{w\ pout} / V)$$

$$I_{s\ pot} + I_{n\ pot} \geq 1.25(I_{e\ pout} + I_{w\ pout})$$

$$2I_{pot} \geq 1.25(2I_{pout})$$

$$I_{pot} \geq 1.25(I_{pout})$$

- La section de la poutre principale est (25x35) cm².

$$\begin{aligned}
 I_{pout} &= \frac{bxh^3}{12} = 0.25 \times 0.35^3 / 12 = 8.93 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\
 &= 8.93 \times 10^4 \text{ cm}^2 \times 1.25 \\
 &= 1.12 \times 10^5 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Il faut que on trouve : $I_{pot} \geq 1.12 \times 10^5 \text{cm}^4$

On commence par la condition minimale de RPA.

(25X25)cm².

$I_{pot}=25^4/12=3.25 \times 10^4 \text{cm}^4$. —> Condition non vérifié

(30X30) cm² .

$I_{pot}=30^4/12=6.75 \times 10^4 \text{cm}^4$ —> condition non vérifié

(35X35) cm²

$I_{pot}=35^4/12=1.25 \times 10^5 \text{cm}^5$ —> condition vérifié

(40X40) cm².

$I_{pot}=40^4/12=2.13 \times 10^5 \text{cm}^4$ —> condition vérifié

Donc la section de poteau pour les ENTRE SOL 1,2 et RDC (40X40)cm².
et (35X35)cm² pour l'étage courant

Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

Poteaux :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e)

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

$$\min (b_1 , h_1) \geq 25\text{cm}$$

$$\min (b_1 , h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Poteau (40x40) :

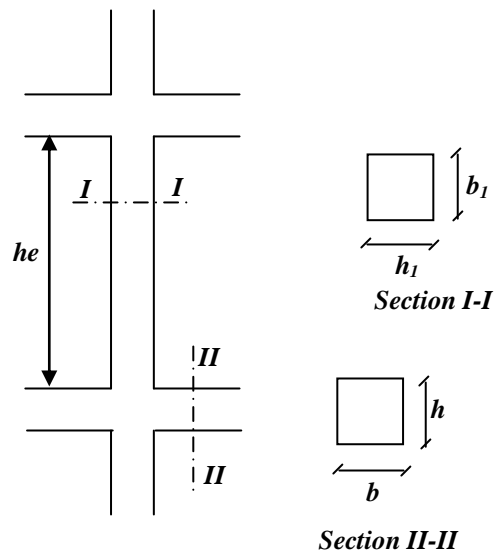
$$\text{Min} (40, 40) = 40\text{cm} > 25\text{cm}$$

$$\text{Min} (40, 40) = 40\text{cm} \geq \frac{368}{20}$$

$$=40\text{cm} > 18,4\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$$

⇒ Les conditions sont vérifiées.



Poteau (35X35) :

$$\text{Min} (35, 35) = 35\text{cm} > 25\text{cm}$$

$$\text{Min} (35, 35) = 35\text{cm} \geq \frac{368}{20}$$

$$=35\text{cm} > 18,4\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$$

⇒ Les conditions sont vérifiées

Conclusion :

Toutes les conditions relatives à l'Art. 7.4.1 du RPA99 version 2003 sont vérifiées.

Vérification au flambement :

-Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 l_0$).

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).

I : Moment d'inertie du poteau : $I = bh^3 / 12$

B : Section transversale du poteau ($B = h \times b$)

l_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

1-Poteaux d'entre sol 1 : (40x40)

$$h = 4,08 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 4,08 = 2,86 \text{ m}$$

$$I = bh^3/12 = 0,4^4/12 = 2,13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$B = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ m}^2$$

$$i = (2,13 \times 10^{-3} / 0,16)^{1/2} = 0,115 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \lambda = 2,87 / 0,115 = 24,97 < 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3- Poteaux RDC et entre sol 2 : (40x40)

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$I = 0,4^4/12 = 2,13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$B = 0,40^2 = 0,16 \text{ m}^2$$

$$i = 0,115 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \lambda = 2,14/0,115 = 18,61 < 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

2-Poteaux d'étage courant : (35x35)

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$I = bh^3/12 = 0,35^4/12 = 1,25 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$B = 0,35 \times 0,35 = 0,12 \text{ m}^2$$

$$i = (1,25 \times 10^{-3} / 0,12)^{1/2} = 0,10 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \lambda = 2,14/0,115 = 21,4 < 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

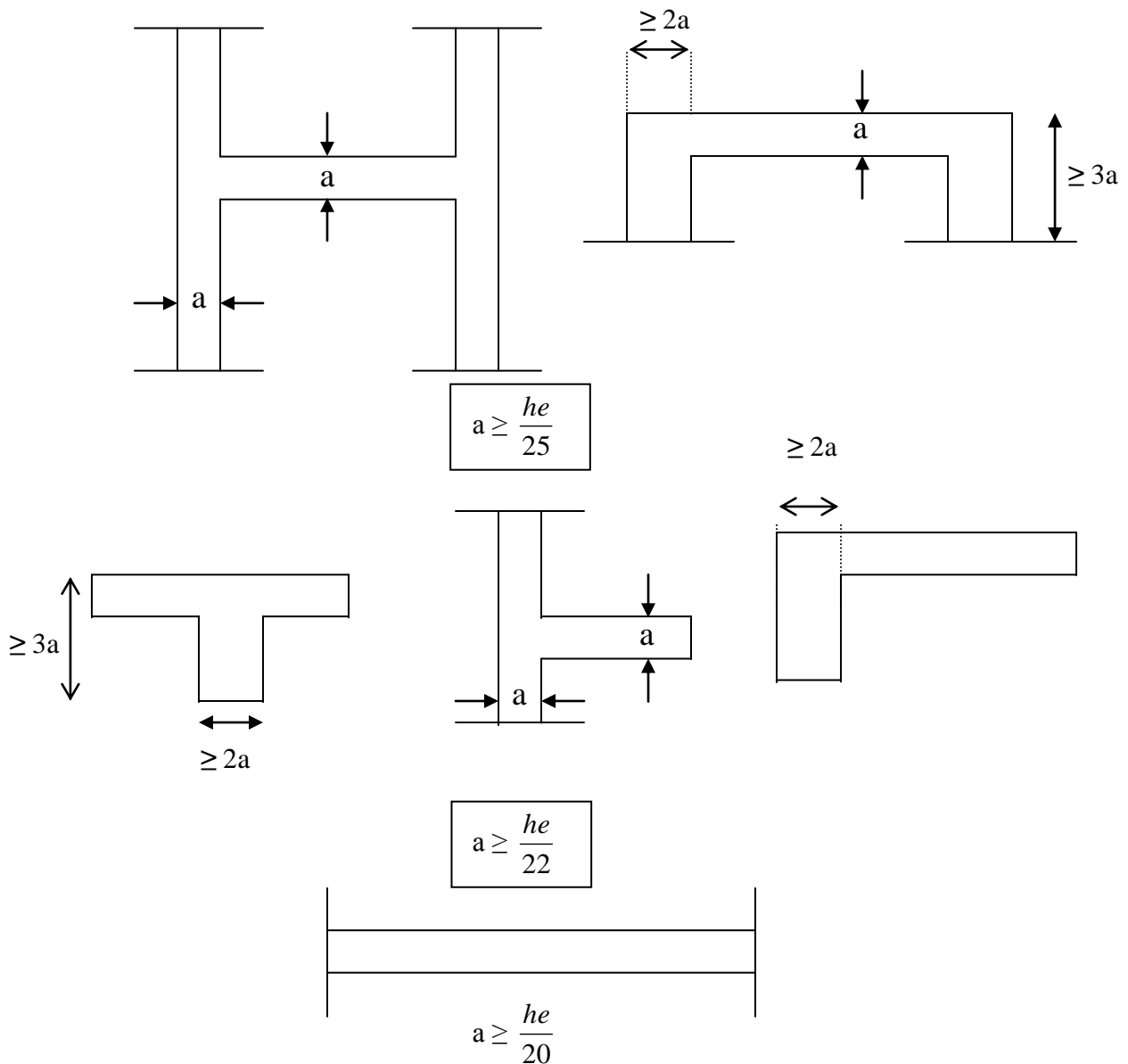
Conclusion :

Pas de risque de flambement.

- Pré dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003)

- Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le RPA 99 version 2003 leurs Pré dimensionnement se fera comme suite :



L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

he : hauteur d'étage.

$$e\rho \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

Pour le RDC:

On a: $h_e = h - e_p$

$$h_e = 408 - 16,32 = 391,68 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{391,68}{20} = 19,58 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

- $a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

- $L \geq 4.a \Rightarrow 150 > 80 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

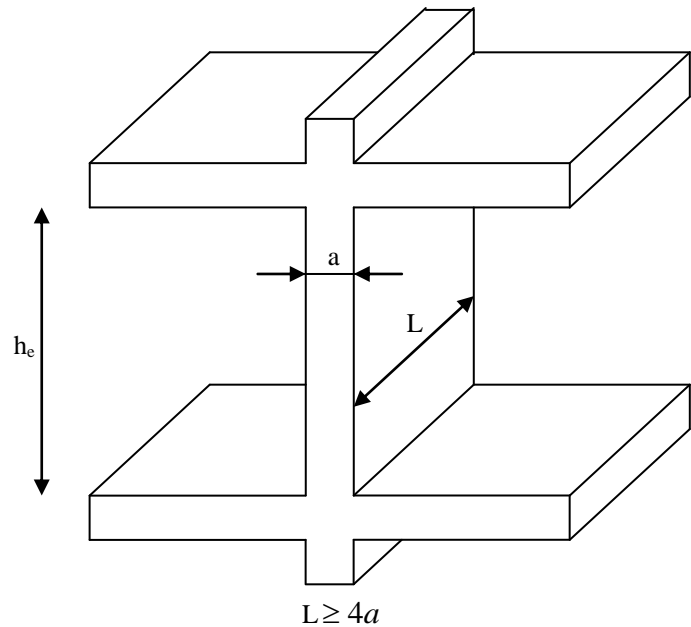


figure II.6 : Coupe d'un voile en élévation

Pour l'étage courant et les entre sol 1 et 2 :

On a: $h_e = 306 - 16,32 = 289,68 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{289,68}{20} = 14,48 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

- $a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

- $L \geq 4.a \Rightarrow 150 > 80 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

Conclusion :

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- ❖ Hauteur du plancher en corps creux $\rightarrow ht=20\text{cm.}$
- ❖ Epaisseur de la dalle pleine $\rightarrow e=15\text{cm}$
- ❖ Epaisseur des voiles :

RDC $\rightarrow a=20\text{cm.}$

Étages courants et l'entre sol 1 et 2 $\rightarrow a=20\text{cm.}$

❖ Section des poutres :

Poutres principales \longrightarrow (25x35) cm².

Poutres secondaires \longrightarrow (25x30) cm².

❖ Section des poteaux (40x40) pour les entre sol et RDC .Et (35X35) pour l'étage courant.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

III .A. L'ACROTÈRE

Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- * Un effort normal dû à son poids propre (G).
- * Un moment dû à la surcharge (Q)

Il a pour rôle:

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

III.A.1. Principe De Calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

III.A.2.Caractéristiques géométriques de l'acrotère.

La hauteur : $h=60\text{cm}$; l'épaisseur : $h_0=10\text{cm}$

L'enrobage : $c=c'=2\text{cm}$; la surface : $0,0685\text{m}^2$

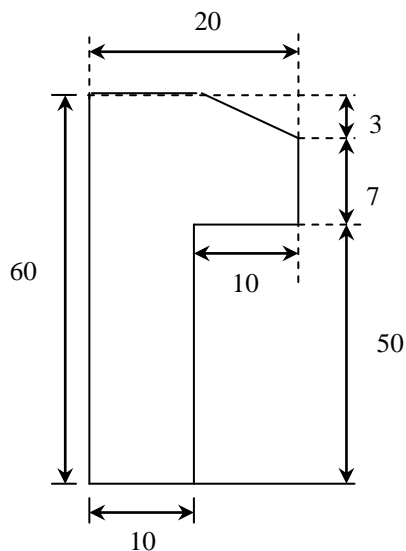


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

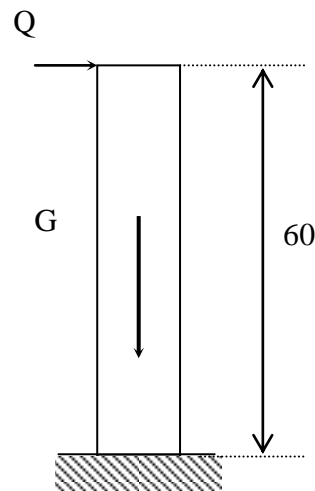


Figure III.2 : Schéma statique

III.A.3.Calcul des sollicitations :

• Le chargement :

$$\text{Poids propre : } G = \rho_b \times S = 25 \times \left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \frac{0.03 \times 0.2}{2} \right] = 1.713 \text{ kN/ml}$$

ρ_b : Masse volumique du béton = 25 kN/m^3

S : Section longitudinale de l'acrotère.

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

•Calcul des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre : $N_G = G \times 1 \text{ m}$ (de largeur).

$N = 1.713 \times 1 = 1.713 \text{ KN}$.

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

Moment de renversement M dû à Q : $M_R = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$

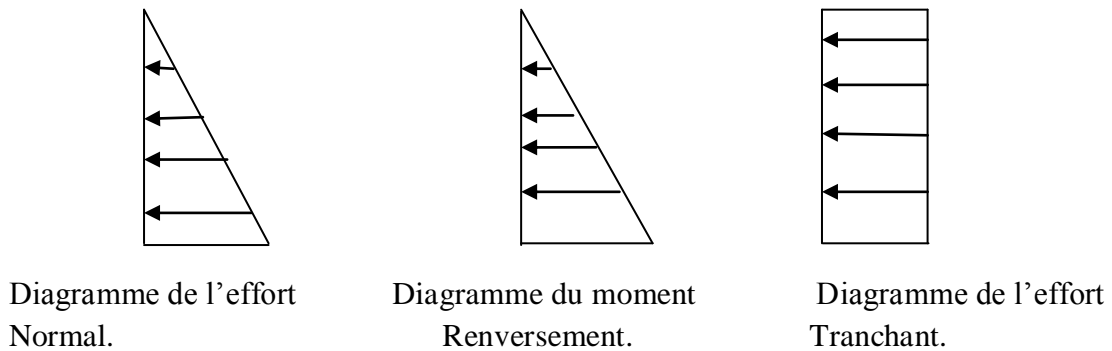


Figure III.3 : Diagramme des efforts internes.

III .A.4.Les combinaisons de charges :

a) ELU : La combinaison de charge à considérer est : $1.35G + 1.5Q$

$N_u = 1.35N = 1.35 \times 1.713 = 2.313 \text{ KN}$.

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

$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN} \cdot \text{m}$

b) ELS : La combinaison de charge à considérer est : $G + Q$

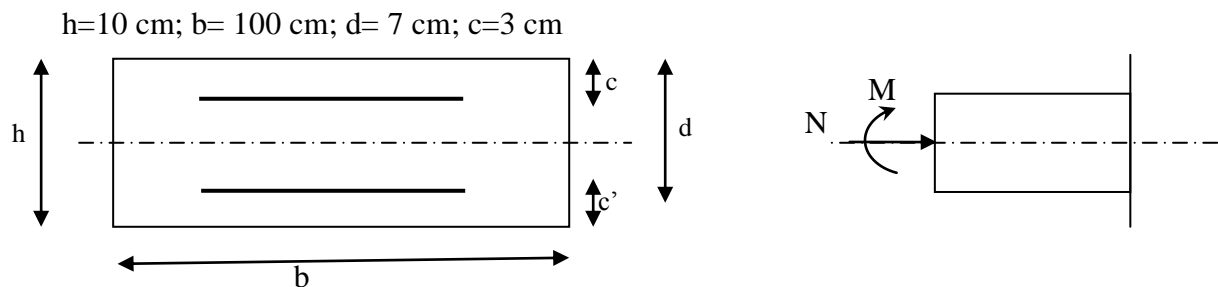
$N_s = N = 1.713 \text{ KN}$.

$T_s = T = 1 \text{ KN}$.

$M_s = M = 0.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$

III.A.5.Ferraillage :

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u , puis passer à une vérification de la section à ELS.



Avec :

h : Epaisseur de la section.

c et c' : l'enrobage.

$d = h - c$: hauteur utile.

M_f =moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.A.6. Calcul à L'ELU :

a)- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,313} = 0,39m = 40cm$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm \quad \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Avec :

M_u : Moment du à la compression ;

N_u : Effort de compression.

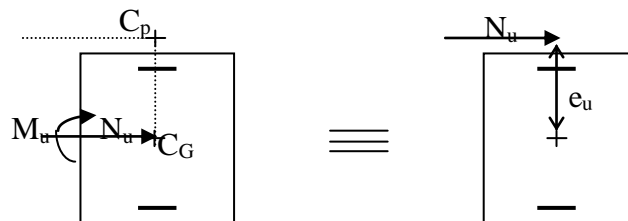
e_u : Excentricité.

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée(SPC).

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis calculé à la flexion composée

a : Distance entre le CP et le centre de gravité CG des armatures inférieures tendues.

Donc : $e_u > a$



b)- Calcul en flexion simple :

✓ Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,9 + 2,313 \times (0,02) = 0,946 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0,946 \text{ KN.m}$$

✓ Moment réduit:

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,946 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,9935$$

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,946 \times 10^3}{0,9935 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,391 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée

La section des armatures réelles:

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,391 - \frac{2,313}{34,8} = 0,324 \text{ cm}^2$$

III.A.7. Vérification à l'ELU :**1. Condition de non fragilité :(Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiée99)**

$$A_{\min} \leq A$$

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 > A = 0,324 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : un espacement $St = 25 \text{ cm}$

•Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $S_t = 12 \text{ cm}$.

Avec : $S_t \leq \min(15\phi_{\min}; 40 \text{ cm}; a+10 \text{ cm})$

2. Vérification au cisaillement :(Art5.1.21.BAEL91 modifiée99).

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec} \quad V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$: La condition est vérifiée ;

Conclusion : Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence des barres :(ARTA.6.1.3-BAEL91 modifiée99).

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

$$\text{Avec: } \begin{cases} \Psi_S = 1.5 & \text{HA} \\ \Psi_S = 1 & \text{RL} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec: } \sum u_i : \text{somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi = 4\pi \times 8 = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm} \quad \text{Avec: } n : \text{nombre de barres}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. Longueur de scellement droit : (Art A.1.2.2-BAEL 91 modifiée 99)

$$L_s = 40 \Phi \quad \text{pour FeE 400}$$

$$L_s = 50 \Phi \quad \text{pour FeE 500 et les ronds lisses.}$$

Dans notre cas : FeE400 $\Rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$.

III.A.8. Vérification à l'ELS.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable. Donc on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{-La contrainte dans les aciers : } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{-La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

•Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} fe, \max(0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right]$$

$$\text{Avec : } n : \text{coefficient de fissuration} \quad \begin{cases} n=1,6 & \text{pour les HA} \\ n=1 & \text{pour les RL} \end{cases}$$

Dans notre cas : $n=1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [266,66; \text{ , } \max(200; 201,63)] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \quad \rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,915 ; K_1 = 44,17$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 46,60 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 46,60 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

•Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,60 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K_1} = \frac{201,61}{44,17} = 4,565 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,565 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Espacement des barres (Art A.8.2.4, 2 BAEL91 modifiée99)

$$\text{-Armatures principales : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{-Armatures de répartition : } S_t = 12 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \implies \text{Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage à l'ELU est suffisant.}$$

III.A.9. Vérification de l'acrotère au séisme : (Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4.A. C_p. W_p$$

A : coefficient de zone, dans notre cas (Zone II_a, groupe d'usage 2)

$$A=0.15 \quad (\text{ART 4 .2.3tab4-1})$$

C_p : Facteur de force horizontale : C_p = 0,8.

W_p : Poids de l'acrotère = 1,713KN/ml.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,713 = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

Conclusion : on adopte pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

Armatures principales : 4HA8 avec un espacement St=25cm.

Armatures de répartitions : 4HA8 avec un espacement St=12cm.

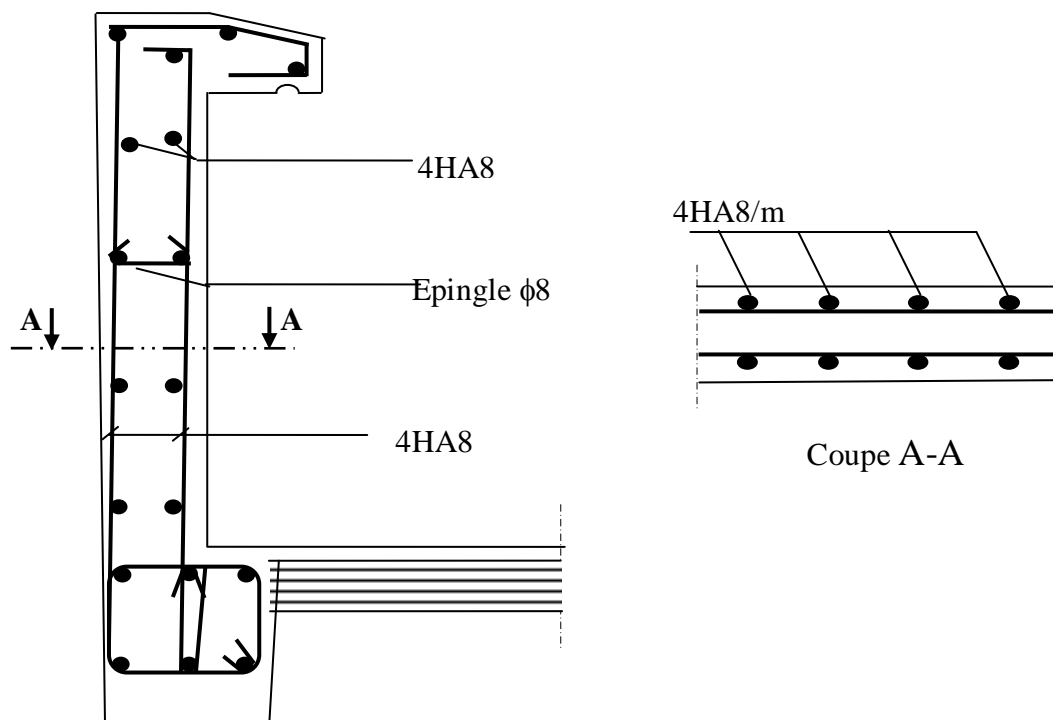


Figure III.4_Ferrailage de l'acrotère

III.B. PLANCHERS.**Introduction :**

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4cm.

La dalle de compression est coulée sur place, avec une épaisseur de 4cm et sera armée d'un treillis soudé de nuance (TS520) ; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL91 modifiée99 Art.6.8.4.23

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

Les planchers sont constitués de :

- ❖ Nervures appelées poutrelles.
- ❖ Corps creux de 16cm d'épaisseur, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- ❖ Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts de :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondant aux cloisons.

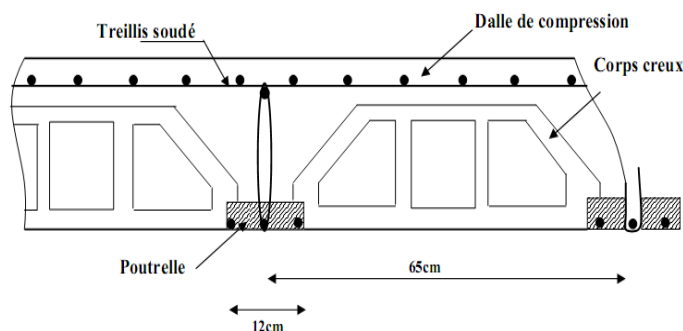


Figure III.5 : Schéma du plancher

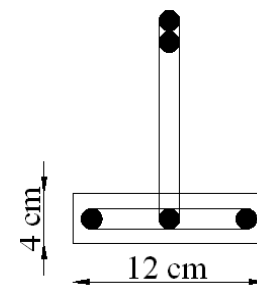


Figure III.6 : poutrelle.

III.B.1-Dalle de compression :

Epaisseur $e_p=4\text{cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on utilise du treillis soudé TS520 pour le (BAEL91 modifiée99 Art.6.8.4.23)

$\varnothing \leq 6\text{mm}$ dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les barres (A_{\perp}) perpendiculaires aux poutrelles (nervure).
- 33cm : pour les barres ($A_{//}$) parallèles aux poutrelles (nervures).

- **Calcul des armatures :**

- ❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4xL}{f_c}$$

Avec : $L = 65 \text{ cm}$: distance entre axes des poutrelles ($50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$).

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

Soit : $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.70 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm

❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

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

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

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression Treillis soudé (TS520)

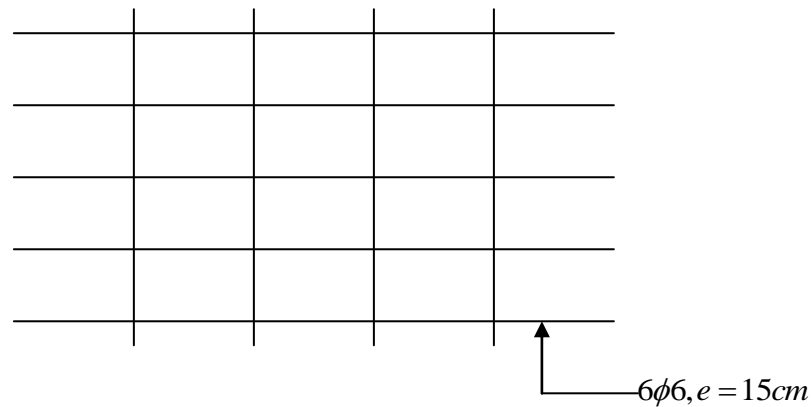
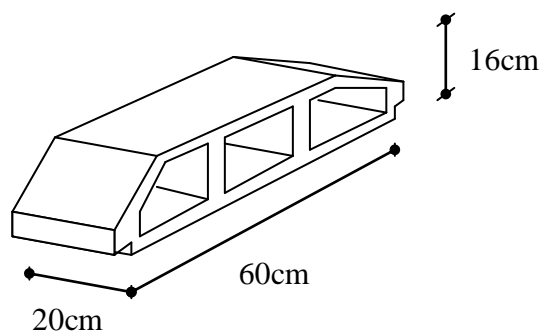
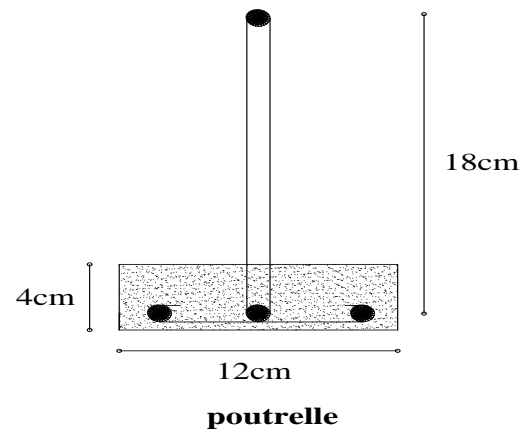


Figure III.7 Schéma du treillis soudé.



Corps creux



poutrelle

III.B.2 – Etude des poutrelles :

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation. Elle se calcule comme une section en T.

Les poutrelles sont uniformément chargées, elles seront calculées en deux étapes :

- ❖ **1^{ère} étape :** avant coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les poutres principales, soumise aux charges suivantes :

- **Charges permanentes :**

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

- Poids propre du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

- **Charges d'exploitation (surcharge) :**

- Poids de l'ouvrier (1KN/ml) : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

- **Combinaison de charges à l'ELU :**

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

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,95)^2}{8} = 4,87 \text{ KN.m}$$

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

$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{2,5 \times 3,95}{2} = 4,93 \text{ KN.}$$

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

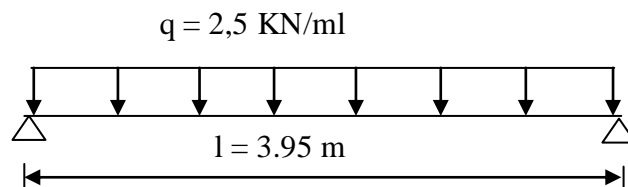


Figure III.8 : Schéma statique de la travée poutrelle

- **Calcul des armatures :** avec : $b = 12 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$ et $d = h - c = 2 \text{ cm}$ (hauteur utile)

- ✓ Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,87 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 7.14$$

$$\mu_b = 7.14 > 0.39 \quad \Longrightarrow \quad \text{Donc notre Section est doublement armée}$$

Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser vue à la faible section de la poutrelle, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage.

Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm.

2^{ème} étape : Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire à cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La section de la poutre est considérée comme une section en T de dimensions : (BAEL91 modifiée 99, Art A.4.1.3).

- **Largeur de la table (b) :**

$$b = 2b_1 + b_0$$

$2b_1$: Les débords

$b_0 = 12$ cm, base de la nervure

$h_0 = 4$ cm, hauteur de la dalle de compression

$h = 20$ cm

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}, \frac{L_0}{2}, 8h_0 \right\}$$

L_0 : distance entre deux poutrelles voisines.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

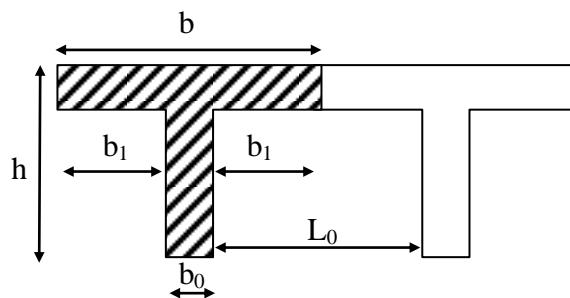


Figure III.9 : Construction de la section en T

L : largeur de la plus grande travée

$$L = 39.5 \text{ cm}$$

D'où : $b_1 \leq \min \{39.5, 26.5, 32\} = 26.5 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

a) Détermination des charges revenant à la poutre (P) :

- **Charges permanentes G :**

$$G = G_p \times b = 5.20 \times 0.65 = 3.38 \text{ KN/ml}$$

- **Charges exploitation Q:**

$$Q = Q_p \times b = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$$

b) Choix de la méthode:

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

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

- **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

- ✓ **Méthode de calcul :** 1^{er} choix

Méthode forfaitaire

- ✓ **Domaine d'application :**

-La méthode s'applique aux structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées, c'est-à-dire :

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

$$Q = 2.6\text{KN/ml} \leq \max \{2 \times 3.38 ; 5\text{KN/ml}\} = 6.76\text{KN/ml} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-Bâtiment à usage d'habitation donc fissuration non préjudiciable \rightarrow Condition vérifiée.

-La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections \rightarrow Condition vérifiée.

-Le rapport de deux travées successives est compris entre : 0.8 et 1.25 c'est-à-dire :

$$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.00}{3.20} = 0.93 < 1,25 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ 0,8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.20}{3.95} = 0.81 < 1,25 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.95}{1.90} = 2.07 \dots\dots\dots \text{NON vérifié} \\ \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{1.90}{3.40} = 0.56 \dots\dots\dots \text{NON vérifié} \\ \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.40}{1.90} = 1.79 \dots\dots\dots \text{NON vérifié} \\ \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{1.90}{3.95} = 0.48 \dots\dots\dots \text{NON vérifié} \\ \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.95}{3.20} = 0.23 \dots\dots\dots \text{NON vérifié} \\ 0,8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.20}{3.00} = 1.07 < 1,25 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right\}$$

La condition $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$ n'est pas vérifiée.

Conclusion : la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

La méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on utilise la méthode des trois moments.

• Principe de la méthode des trois moments :

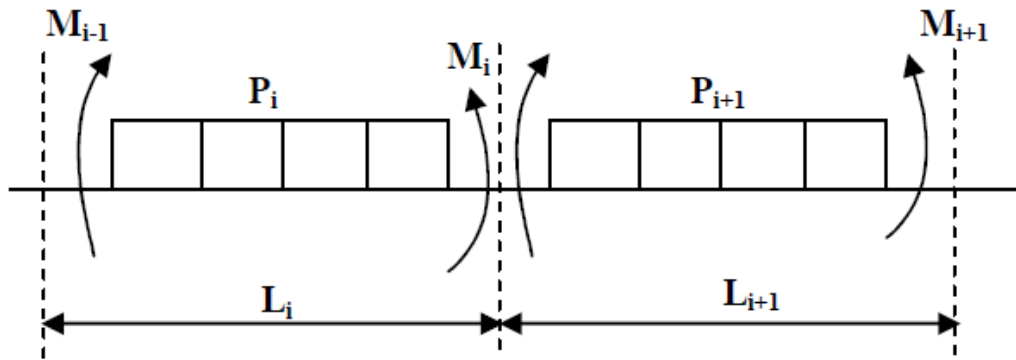


Figure III.10 : exposition de la méthode des trois moments

• Aux appuis :

$$M_{i-1} \times l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

• En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $M_{i-1}; M_i; M_{i+1}$ sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis : $i-1 ; i ; i+1$.

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i}$$

La position du moment maximum $\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

• Type 1 pour l'étage courant :

1- Calcul a l'ELU

$$1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,38 + 1,5 \times 0,98 = 6,03 \text{ Kn/ml}$$

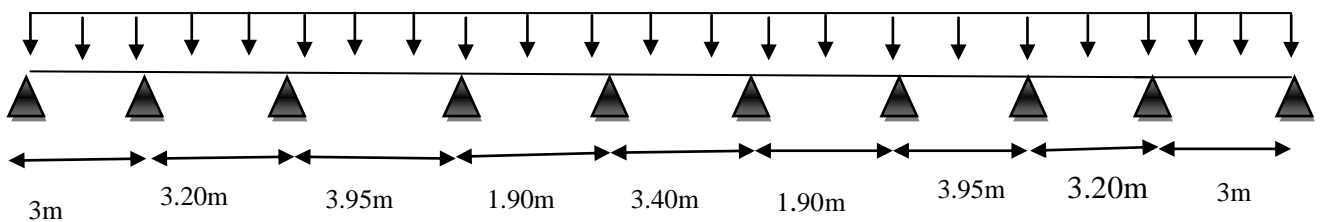
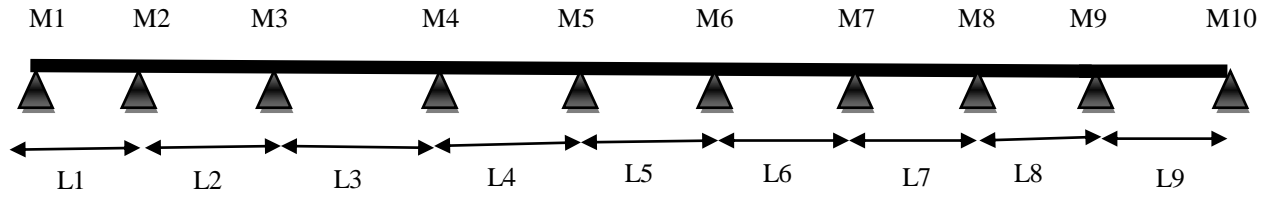


Figure III.11 : Schéma statique des poutrelles

• **Moment aux appuis :**



Pour des raisons de symétrie on a :

$$M_1 = M_{10} \quad ; \quad M_2 = M_9 \quad ; \quad M_3 = M_8 \quad ; \quad M_4 = M_7 \quad ; \quad M_5 = M_6.$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$P_i = P_{i+1}$	$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -\frac{P_i L_i^3 + P_{i+1} L_{i+1}^3}{4}$	M_i
1	0	3.00	6,03	$6M_1 + 3M_2 = -40.70$	-6.86
2	3.00	3.20	6,03	$3M_1 + 12.4M_2 + 3.2M_3 = -45.53$	-0.15
3	3.20	3.95	6,03	$3.2M_2 + 14.3M_3 + 3.95M_4 = -142.30$	-8.48
4	3.95	1.90	6,03	$3.95M_3 + 11.7M_4 + 1.9M_5 = -103.25$	-5.37
5	1.90	3.40	6,03	$1.9M_4 + 12.92M_5 + 3.4M_6 = -69.59$	-3.64
6	3.40	1.90	6,03	$3.4M_5 + 12.92M_6 + 1.9M_7 = -69.59$	-3.64
7	1.90	3.95	6.03	$1.9M_6 + 11.7M_7 + 3.95M_8 = -103.25$	-5.37
8	3.95	3.20	6.03	$3.95M_7 + 25.28M_8 + 3.2M_9 = -142.30$	-8.48
9	3.20	3.00	6.03	$3.2M_8 + 12.4M_9 + 3M_{10} = -45.53$	-0.15
10	3.00	0	6.03	$3M_9 + 6M_{10} = -40.70$	-6.86

• **Moment aux travées :**

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q \cdot \frac{l}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i) \frac{x}{l_i}$$

x_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la

relation suivante : $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

Travée	$M(x)$	X (m)	$M_{t\max}$ (KN.m)
1-2	$-3.015x^2+11.28x-6.86$	1.87	3.69
2-3	$-3.015x^2+7.05x-0.15$	1.17	3.97
3-4	$-3.015x^2+12.70x-8.48$	2.11	4.90
4-5	$-3.015x^2+6.64x-5.37$	1.10	-1.71
5-6	$-3.015x^2+10.25x-3.64$	1.70	5.07
6-7	$-3.015x^2+4.82x-3.64$	0.80	-1.71
7-8	$-3.015x^2+11.12x-5.37$	1.84	4.90
8-9	$-3.015x^2+12.25x-8.48$	2.03	3.97
9-10	$-3.015x^2+6.80x-0.15$	1.13	3.69

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on majore les moments en travées de 1/3 de plus on considère un semi encastrement aux niveaux des appuis de rives.

On aura comme moments finals :

- **Aux appuis :**

$$M_{a1} = 0.3 \times (-6.86) = -2.06 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a2} = -0.15 - (1/3) \times (-0.15) = -0.1 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a3} = -8.48 - (1/3) \times (-8.48) = -5.65 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a4} = -5.37 - (1/3) \times (-5.37) = -3.58 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a5} = -3.64 - (1/3) \times (-3.64) = -2.42 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a6} = -3.64 - (1/3) \times (-3.64) = -2.42 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a7} = -5.37 - (1/3) \times (-5.37) = -3.58 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a8} = -8.48 - (1/3) \times (-8.48) = -5.65 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a9} = -0.15 - (1/3) \times (-0.15) = -0.1 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a10} = 0.3 \times (-6.86) = -2.06 \text{ KN.ml}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{t1-2} = 3.69 + (1/3) \times 3.69 = 4.92 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t2-3} = 3.97 + (1/3) \times 3.97 = 5.29 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t3-4} = 4.90 + (1/3) \times 4.90 = 6.53 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t4-5} = -1.71 + (1/3) \times (-1.71) = -2.28 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t5-6} = 5.07 + (1/3) \times 5.07 = 6.76 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t6-7} = -1.71 + (1/3) \times (-1.71) = -2.28 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t7-8} = 4.90 + (1/3) \times 4.90 = 6.53 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t8-9} = 3.97 + (1/3) \times 3.97 = 5.29 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t9-10} = 3.69 + (1/3) \times 3.69 = 4.92$$

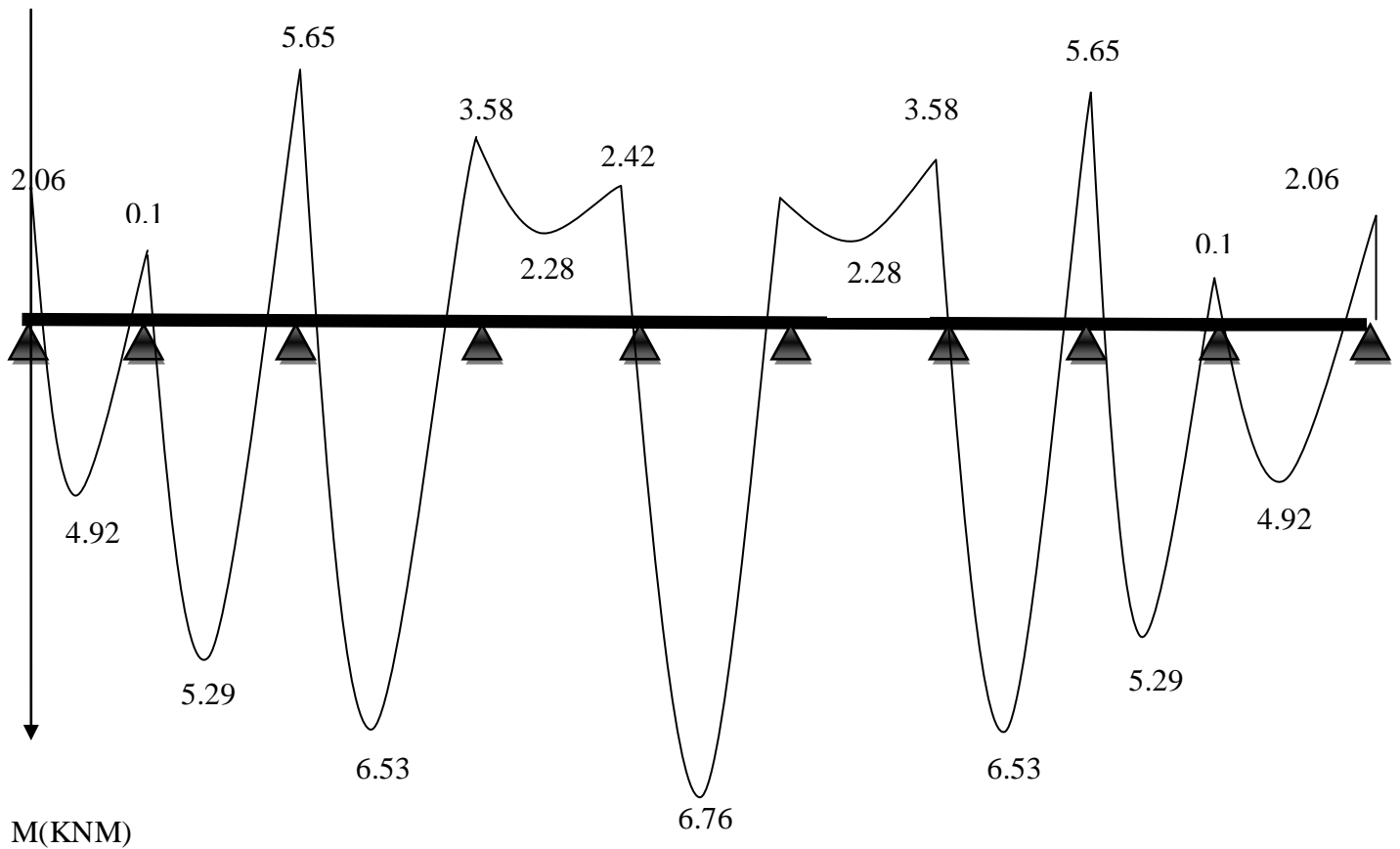


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant a ELU

• **Calcul des efforts tranchant :**

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

$\theta(x)$: Effort tranchant isostatique

$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Longueur (m)	$T_i (x=0)$ KN	$T_{i+1} (x=l_i)$ KN
3.00	8.39	-9.70
3.20	11.38	-7.92
3.95	11.39	-12.43
1.90	5.12	-6.34
3.40	10.25	-10.25
1.90	6.34	-5.12
3.95	12.43	-11.39
3.20	7.91	-11.38
3.00	9.70	-8.39

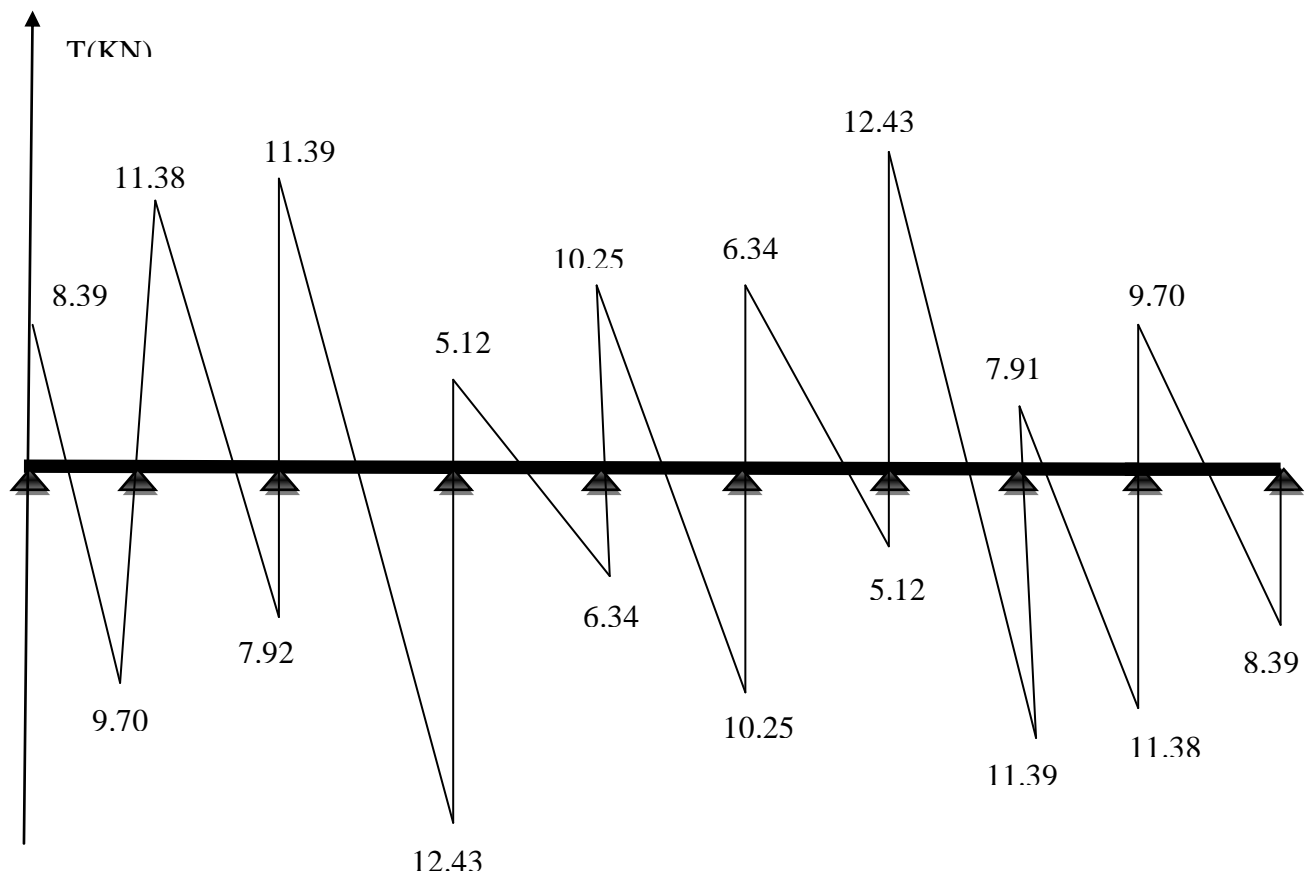


Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants moments à ELU

2-Ferraillage à l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20\text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée)

- **En travées :** ($M_{t\max} = 6,76\text{KN.m}$)

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

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \text{ avec } : f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{t \max} = 6.76 \text{KN.m} < M_0 = 59.07 \text{KN.m}$ → Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ($b=65 \text{cm}$) et de hauteur ($h=20 \text{cm}$).

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.76 \times 10^3}{65 \times (18^2) \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A} \quad \text{et} \quad \beta = 0.989$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.76 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times \frac{400}{1.15}} = 1.10 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_1 = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{cm}^2$$

- **Aux appuis :** ($M_{\max}^a = 5,65 \text{KN.m}$)

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12 \text{ cm}$ et de hauteur $h=20 \text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.65 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.102$$

$$\mu = 0.102 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A} \quad \text{et} \quad \beta = 0.946$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.65 \times 10^3}{0.946 \times 18 \times \frac{400}{1.15}} = 0.95 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{cm}^2$$

b) Armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL91 modifiée99)

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_o}{10}; \phi_\ell; \frac{h}{35}\right) \text{ avec : } \phi_t : \text{diamètre des armatures transversales.}$$

$b_o = 12 \text{cm}$: Largeur de la section du béton.

$h = 20 \text{cm}$: Hauteur de la section du béton.

$\phi_\ell = 1 \text{cm}$: Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{12}{10}; 1; \frac{20}{35}\right) \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 0.57 \text{mm}$$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 2 \left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4} \right) = 0,56 \text{ cm}^2 = 2\text{HA6}$$

L'espace entre les cadres est comme suit :

$$S_t \leq \min \left(0,9d ; 40 \text{ cm} ; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \right) \Leftrightarrow S_t \leq \min (16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 64,08 \text{ cm})$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

2. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis: $A_s = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

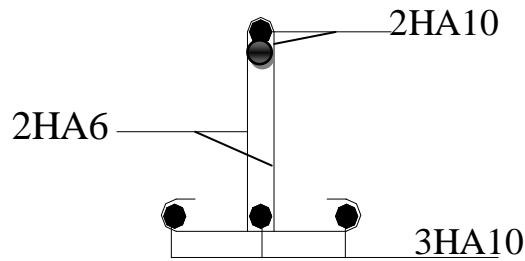


Figure III.14 : Plan de ferrailage de la poutrelle

b) Vérification à l'effort tranchant : ($V_{u_{\max}} = 12,43 \text{ KN}$)

Les fissurations étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,13 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{12,43 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,58 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,58 < \bar{\tau}_u = 2,17 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{12,43 \times 10^2}{0,9 \times 180 \times \pi \times 1,57} = 1,56 \text{ MPa}$$

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

v_u : effort tranchant maximal.

$\tau_u = 1,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) **Encrage des barres** : (BAEL91 modifiée 99/Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

Les règles de (Art.6.1.253 BAEL91 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0.4 \times 35.21 = 14.08 \text{ cm}$$

e) **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

• **Sur le béton :**

$$V_u < \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b_0}{\gamma_b} = V_1$$

$$V_1 = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12}{1.5} = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u = 12.43 \text{ KN} < V_1 = 129.6 \text{ KN} \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sur l'acier :**

○ **Appuis de rive :**

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(V u_{max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12.43 - \frac{2.06}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.0082 \text{ Cm}^2$$

$$A = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 0,0082 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Appuis intermédiaires :**

$$A \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12.43 - \frac{2.42}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.072 \text{ Cm}^2$$

$$A = 2.35 \text{ cm}^2 \geq 0,072 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures calculées sont suffisantes.

4. Calcul à l'ELS :

$$1 \text{ G} + 1 \text{ Q} = 3.38 + 0.98 = 4.36 \text{ KN/ml}$$

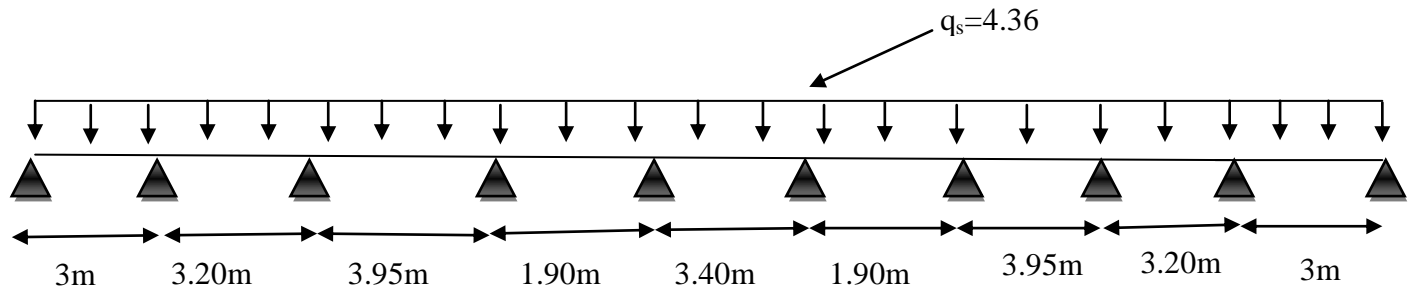


Figure III.15 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le (BAEL 91 modifiée 99 Art A.6.5.1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.36}{6.03} = 0.72$$

On aura comme moments finals:

- **Aux appuis :**

$$\begin{aligned} M_{a1} &= 0.72 \times (-2.06) = -1,483 \text{ KN.ml} \\ M_{a2} &= 0.72 \times (-0.1) = -0.072 \text{ KN.ml} \\ M_{a3} &= 0.72 \times (-5.65) = -4.068 \text{ KN.ml} \\ M_{a4} &= 0.72 \times (-3.58) = -2,577 \text{ KN.ml} \\ M_{a5} &= 0.72 \times (-2.42) = -1.742 \text{ KN.ml} \\ M_{a6} &= 0.72 \times (-2.42) = -1,742 \text{ KN.ml} \\ M_{a7} &= 0.72 \times (-3.58) = -2,577 \text{ KN.ml} \\ M_{a8} &= 0.72 \times (-5.65) = -4.068 \text{ KN.ml} \\ M_{a9} &= 0.72 \times (-0.1) = -0.072 \text{ KN.ml} \\ M_{a10} &= 0.72 \times (-2.06) = -1,483 \text{ KN.ml} \end{aligned}$$

- **Moments en travées :**

$$\begin{aligned} M_{t1-2} &= 0.72 \times 4.92 = 3.542 \text{ KN.ml} \\ M_{t2-3} &= 0.72 \times 5.29 = 3.808 \text{ KN.ml} \\ M_{t3-4} &= 0.72 \times 6.53 = 4.701 \text{ KN.ml} \\ M_{t4-5} &= 0.72 \times (-2.28) = -1.641 \text{ KN.ml} \\ M_{t5-6} &= 0.72 \times 6.76 = 4.867 \text{ KN.ml} \\ M_{t6-7} &= 0.72 \times (-2.28) = -1.641 \text{ KN.ml} \\ M_{t7-8} &= 0.72 \times 6.53 = 4.701 \text{ KN.ml} \\ M_{t8-9} &= 0.72 \times 5.29 = 3.808 \text{ KN.ml} \\ M_{t9-10} &= 0.72 \times 4.92 = 3.542 \text{ KN.ml} \end{aligned}$$

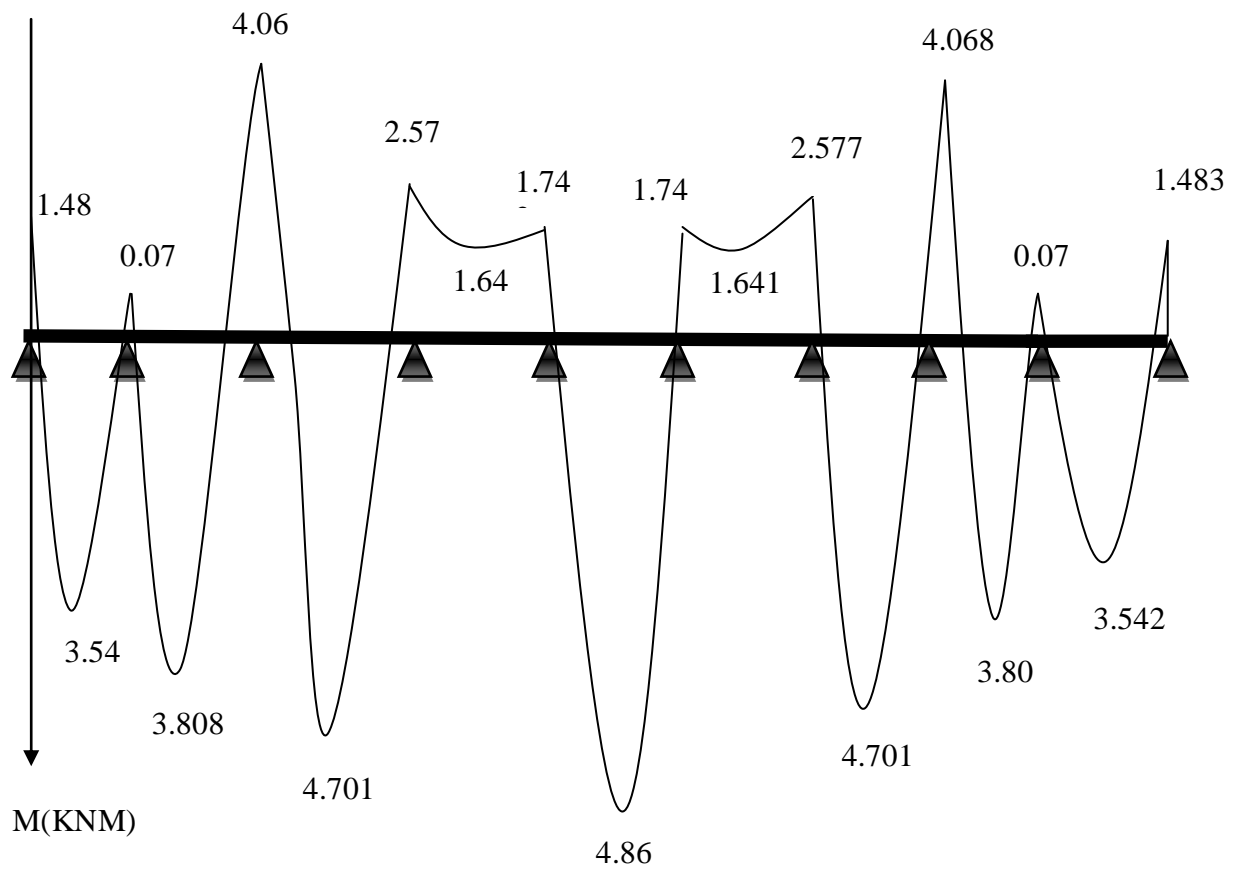


Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant à ELS

• **Efforts tranchant :**

Longueur (m)	$T_i(x=0)$ KN	$T_{i+1}(x=l_i)$ KN
3.00	6.04	-6.98
3.20	8.19	-5.69
3.95	8.20	-8.95
1.90	3.69	-4.56
3.40	7.38	-7.38
1.90	4.56	-3.69
3.95	8.95	-8.20
3.20	5.69	-8.19
3.00	6.98	-6.04

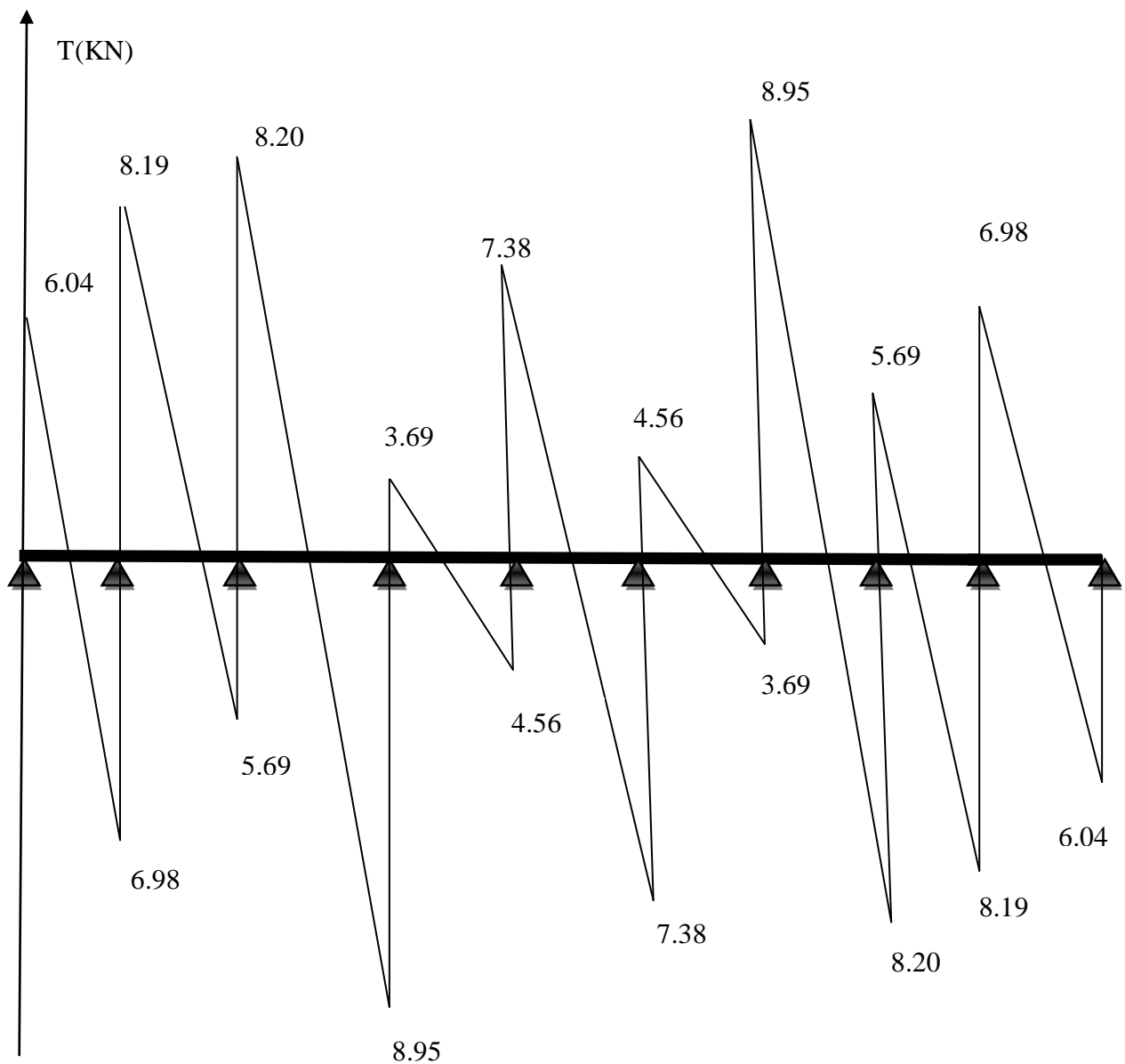


Figure III.17: Diagramme des efforts tranchants à ELS

5. Vérifications à l'ELS :

a) État limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) État limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

- **En travée :** $A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09 \rightarrow \{K_1 = 19.72 \quad ; \beta_1 = 0.856$$

$$\sigma_s = \frac{4.867 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 134.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{134.41}{19.72} = 6.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis :** $A_a = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 25.32 \\ \beta_1 = 0.876 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{4.068 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 164.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{164.32}{25.32} = 6.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions ci-après sont vérifiées

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{395} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.06 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$
- $\frac{A}{b \times d} < \frac{3.6}{f_e}$

d) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^2 \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \dots\dots\dots$$

Position de centre de gravité :

$$S_{XX'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{XX'} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.35 \times 18) = 3458.5 \text{ cm}^3$$

$$S_{xx'} = 3458.5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.25 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(v_1^3 + v_2^3) + h_0(b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A_t(v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.09^3 + 12.91^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left[7.09 - \frac{4}{2} \right]^2 + 15 \times 2.35 \times [12.91 - 2]^2$$

$$I_0 = 25495.79 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients λ et μ :

$$\lambda = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.010 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.010} = 1.64$$

La contrainte dans les aciers tendus est : $\sigma_s = 134.41 \text{ MPa}$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 134.41 + 2.1}; 0 \right] = 0.49$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda} = \frac{1.1 \times 25495.79}{1 + 0.49 \times 1.64} = 15549.66 \text{ cm}^4$$

$$I_f = 15549.66 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{4.867 \times 10^6 \times (3950)^2}{10 \times 10818.865 \times 15549.66 \times 10^4} = 4.51 \text{ mm}$$

$$f = 4.51 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3950}{500} = 7.9 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{la flèche est vérifiée}$$

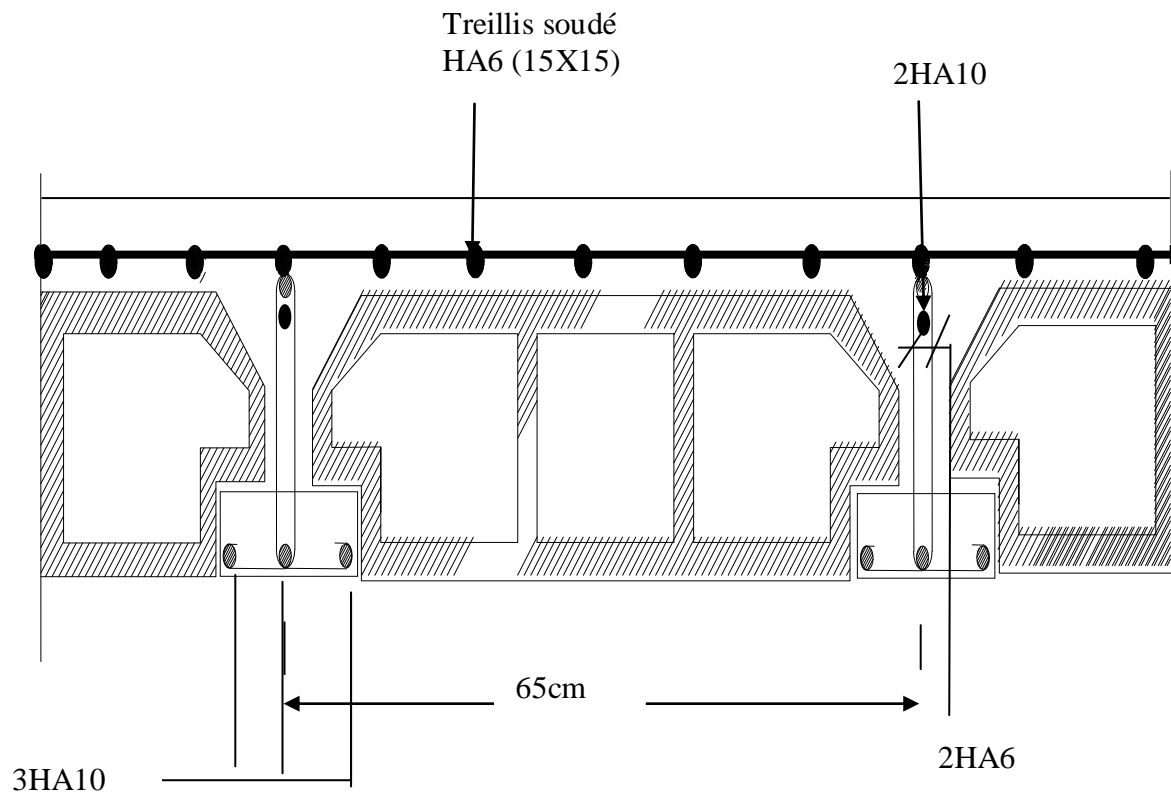


Figure III.18 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

III.C. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

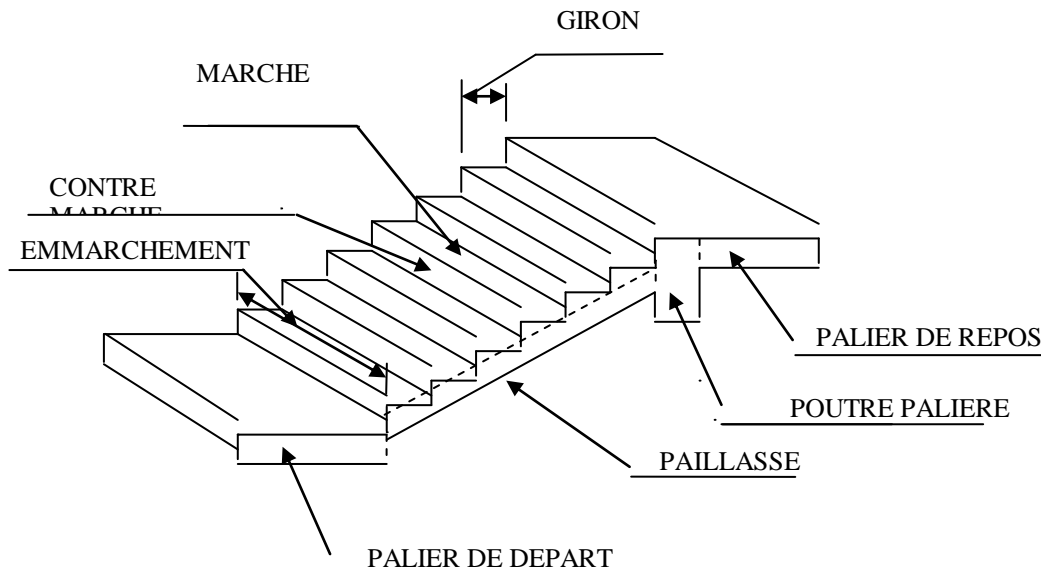
III.C.1. Terminologie :

Figure III.19 : Schéma général d'une volée d'un escalier droit.

❖ **Notion utilisées :**

- g : giron.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

❖ **Marche et contre marche :**

Pour un escalier courant desservant les étages d'une habitation ; les valeurs moyennes en (cm) de h et G sont :

$$16.5 \leq h \leq 17.5$$

$$27 \leq G \leq 31$$

On prend la hauteur des contres marches $h = 17$

Nombre des contres marches (n) est donnée par :

$$n = \frac{H}{h}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

Notre escalier comporte deux volées identique chaqu'un comporte 9 contre marches ; donc le calcul se fera pour un seul volée.

❖ **Calcul de giron :**

La relation qui lie h et G est « relation de BLONDEL »

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

Pour $h = 17 \implies g + 2h = 64 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée

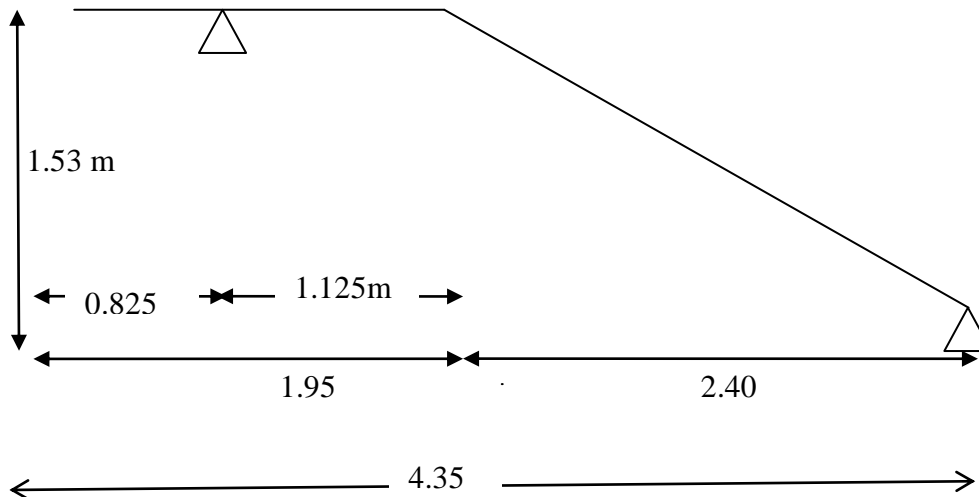
❖ **Dimensionnement de la paillasse :**

Figure III.20 : Schéma statique d'escaliers.

On prend compte des dimensions des plans d'architectures. Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

On prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$$

$$\text{Et } 60\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

Le nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h}$$

Le nombre de marches :

$$m = n - 1$$

Le rapport ($r = \frac{h}{g}$) est appelé raideur de l'escalier.

L'embranchement doit être $\geq 1.20 \text{ m}$

❖ **Application :**

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée:

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contremarche}$$

$$m = n - 1 = 8 \text{ marches}$$

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

60 cm \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64 cm \leq 66 cmla condition est vérifiée.

L'embranchement est de 1.40 m \geq 1.20m.....la condition est vérifiée.

III.D.2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \quad L_0 : \text{Longueur de la paillasse.}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.638 \Rightarrow \alpha = 32.53^\circ$$

$$L_0 = \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_1 = 284 + 195 = 479 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{479}{30} \leq e_p \leq \frac{479}{20}$$

$$15.97 \text{ cm} \leq e_p \leq 23.95 \text{ cm}$$

On opte pour : $e_p = 20 \text{ cm}$

III.D.3. Détermination des charges et surcharges :

❖ la paillasse :

Tableau III.1 : les charges de la paillasse

Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
Revêtement en carrelage	0.02	20.00	0.40
Mortier de pose	0.02	22.00	0.44
Lit de sable fin	0.02	18.00	0.36
Enduit ciment	0.02	18.00	0.36
Poids propre de la paillasse $e_p \times 25 / \cos \alpha$	0.20	25.00	5.95
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 25$	/	25.00	2.125
Total		9.635	

- charge permanente : $G = 9.635 \times 1 \text{ ml} = 9.635 \text{ KN/ml.}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 1 \text{ ml} = 2.5 \text{ KN/ml.}$

❖ Palier

Tableau III.2 : les charges de palier :

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Poids propre du palier $ep \times 25$	0.20	25.00	5
Revêtement en carrelage	0.02	20.00	0.40
Mortier de pose	0.02	22.00	0.44
Lit de sable fin	0.02	18.00	0.36
Enduit ciment	0.02	18.00	0.36
total		6.56	

- charge permanente : $G=6.56 \times 1 \text{ ml}=6.56 \text{ KN/ml}$.
- surcharge d'exploitation: $Q=2,5 \times 1 \text{ ml}=2.5 \text{ KN/ml}$

III.C.4.Calcul à l'ELU

➤ Combinaison de charge :

E.L.U { La paillasse : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.635 + 1.5 \times 2.5 = 16.76 \text{ KN/ml}$.
 Le palier : $q_u = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) = 1.35 \times 6.56 + 1.5 \times 2.5 = 12.61 \text{ KN/ml}$

E.L.S { La paillasse : $q_s = G + Q = 9.635 + 2.5 = 12.13 \text{ KN/m}$
 Le palier : $q_s = 6.56 + 2.5 = 9.06 \text{ KN/m}$

➤ Efforts internes :

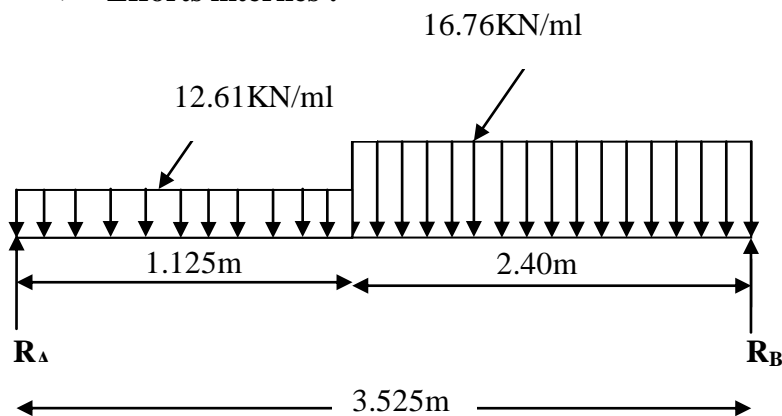


Figure III.21 : Schéma statique d'escalier

• Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 54.41 \text{ KN}$

$R_A = 24.90 \text{ KN}$

$R_B = 29.51 \text{ KN}$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

- Effort tranchant :

Tronçon (m)	Expression	X(m)	T (KN)
$0 \leq x < 1.125$	$24.90 - 12.61x$	0	24.90
		1.125	10.70
$1.125 \leq x \leq 3.525$	$29.57 - 16.76x$	1.125	10.70
		3.525	-29.50

- Moment fléchissant :

Tronçon (m)	Expression	X(m)	M (KN)
$0 \leq x < 1.125$	$24.90x - 6.305x^2$	0	0
		1.125	20.03
$1.125 \leq x \leq 3.525$	$20.13x - 8.38x^2 + 6.81$	1.125	20.03
		3.525	-26.36

Afin de tenir compte des semis encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement

Calcul de M_{max} :

$$T_X = \frac{dM(X)}{dX}$$

$$M(X) = \frac{-12.61}{2} X^2 + 24.90X$$

$$T(X) = -12.61X + 24.90 = 0$$

$$X = 1.97m$$

$$M(1.97m) = 24.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = 24.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{travée} = 0.85 \times 24.47 = 20.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis A} = -0.3 \times 24.47 = -7.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis B} = -26.36 \text{ KN.m}$$

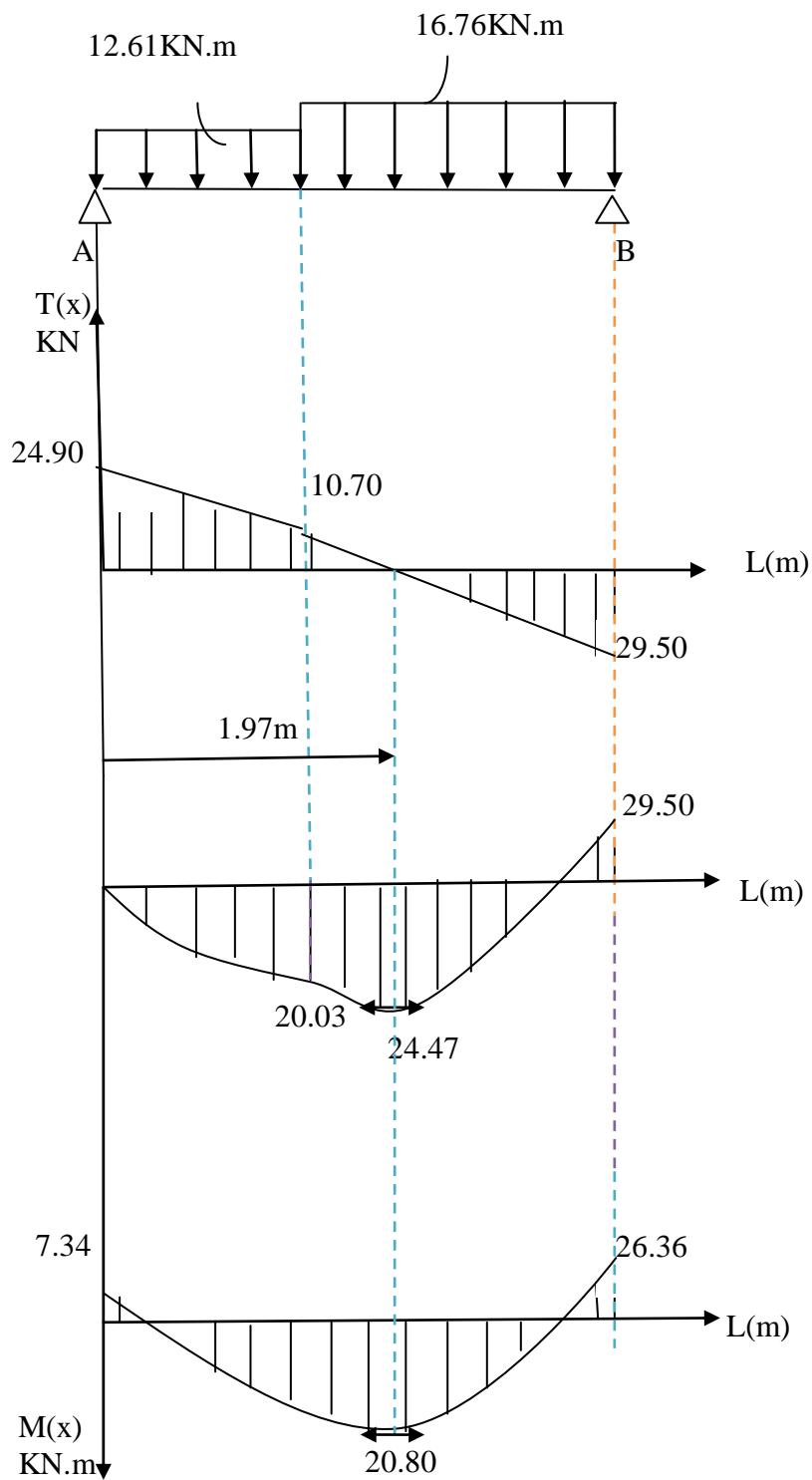


Figure III.22 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

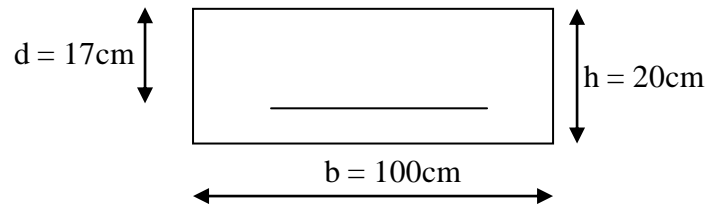
III.C.5. Calcul des armatures:

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant

$$b = 100 \text{ cm} \quad c = 3 \text{ cm} \quad d = 17 \text{ cm}$$

❖ **Aux appuis :**

- Appuis A :
 $M_U = -7.34 \text{ KN.m}$

**Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.34 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,018 \Rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{7.34 \times 10^3}{0,991 \times 17 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA10/ml ($A_{a1} = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8/ml ($A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Appuis B :
 $M_U = -26.36 \text{ KN.m}$

Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26.36 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,064 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0.064 \Rightarrow \beta_u = 0,967$$

$$A = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{26.36 \times 10^3}{0,967 \times 17 \times 348} = 4.61 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12/ml ($A_{a2} = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10/ml ($A_{rt} = 3.92 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ **En travées :**

$$M_t = 20.80 \text{ KN.m}$$

Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20.80 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.051 < \mu_r = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.051 \Rightarrow \beta_u = 0.973$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.80 \times 10^3}{0.973 \times 13 \times 348} = 3.61 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 ($A_t = 3.92 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10/ml ($A_{rt} = 3.92 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

III.D.6. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** [BEAL 91 modifie 99, Art. A.4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.052 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_{a1} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.052 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée
 $A_{a2} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.052 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

- En travées : $A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.052 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

- **Espacement des barres :**

Armatures principales :

$$S_{t \max} = \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = \min\{3 \times 20; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_{t \max} = 33 \text{ cm}$$

Appuis A: $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

Appuis B: $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

Travée: $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$S_{t \max} = \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = \min\{4 \times 20; 45 \text{ cm}\}$$

$$S_{t \max} = 45 \text{ cm}$$

Appuis A: $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ condition vérifiée

Appuis B: $S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ condition vérifiée

Travée: $S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ condition vérifiée

- **Effort tranchant** : (BAEL91 modifié99, Art. A.5.1.2)

$$T_{\text{umax}} = 29.50 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{29.50 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.17 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28} ; 5 \text{MPa}\} = 3,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres** :(BAEL 91 modifié 99, Art A.6.1.3)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\text{max}}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 18.84 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.50 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 188.4} = 1,023 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,023 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

- **Ancrage des armatures aux appuis** :

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \nu_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,023 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 2.835 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- Longueur de scellement (BAEL91 modifier99 Art A 6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.328 \text{cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 L_s = 42.328 \times 0,4 = 16.931 \text{cm}$$

III.C.7.Etat limite de service :

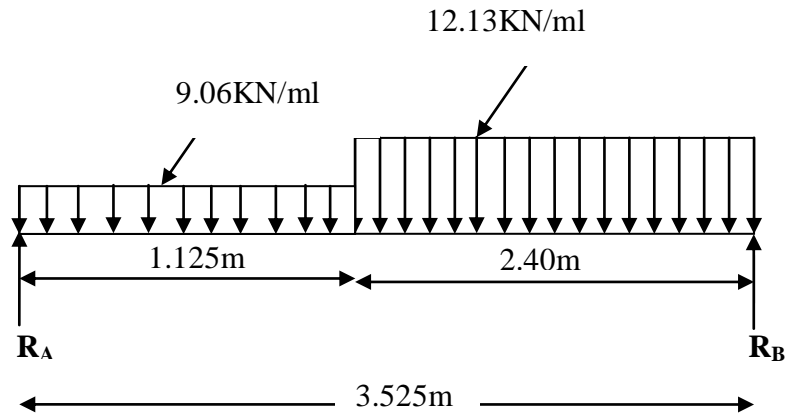


Figure III.23 : Schéma statique d'escalier

Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 39.30 \text{ KN}$

$R_A = 18.47 \text{ KN}$

$R_B = 20.83 \text{ KN}$

➤ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

• **Effort tranchant :**

Tronçon	Expression	X(m)	Ty (KN)
$0 \leq x < 1.125$	18.47-9.06X	0	18.47
		1.125	8.28
$1.125 \leq x \leq 3.525$	21.93-12.13X	1.125	8.28
		3.525	-20.83

• **Moment fléchissant :**

Tronçon	Expression	X(m)	Ms (KN.m)
$0 \leq x < 1.125$	$4.53x^2 - 18.47x$	0	0
		1.125	-15.04
$1.125 \leq x \leq 3.525$	$-1.91+28.72x-12.13x^2$	1.125	15.04
		3.525	-51.39

Afin de tenir compte des semis encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement

Calcul de M_{max} :

$$T_x = \frac{dM(X)}{dX}$$

$$M(X) = -12.13X^2 + 28.72X - 1.91$$

$$X = 1.184m$$

$$M(1.184m) = 15.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = 15.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{travée} = 0.85 \times 15.09 = 12.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis A} = -0.3 \times 15.09 = -4.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis B} = -51.39 \text{ KN.m}$$

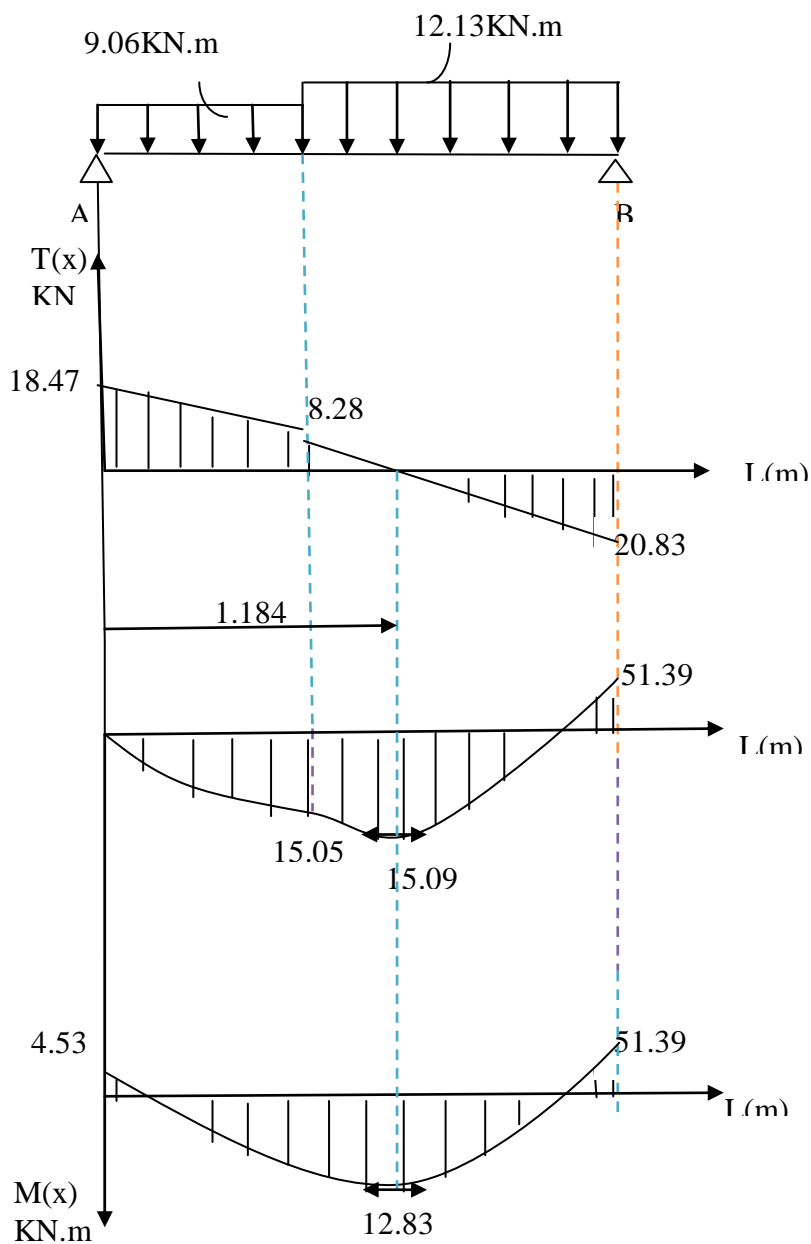


Figure III.24 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.C.8. Vérification à l'ELS :**• Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ Aux appuis :

- Appuis A : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 17} = 0,184$$

$$\rho = 0,184 \Rightarrow \beta_1 = 0,930 \quad , \alpha = 0,210$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,210}{15(1 - 0,210)} = 0,017$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{4,53 \times 10^3}{3,14 \times 0,930 \times 17} = 91,25 \text{ MPa}$$

$$: \sigma_{bc} = \sigma_s \times K = 1,55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Appuis B : $A_b = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_b}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,332$$

$$\rho = 0,332 \Rightarrow \beta_1 = 0,910 \quad , \alpha = 0,270$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,270}{15(1 - 0,270)} = 0,024$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_b}{A_s \cdot \beta d} = \frac{51,39 \times 10^3}{5,65 \times 0,910 \times 17} = 593,20 \text{ MPa}$$

$$: \sigma_{bc} = \sigma_s \times K = 14,24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 14,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ En travées : $A_t = 3,92 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 17} = 0,230$$

$$\rho = 0,230 \Rightarrow \beta_1 = 0,923 \quad \alpha = 0,231$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,231}{15(1 - 0,231)} = 0,020$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{12.83 \times 10^3}{3.92 \times 0.923 \times 17} = 354.60 \text{ MPa}$$

$$: \sigma_{bc} = \sigma_s \times K = 7.09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

Selon les règles du (BAEL91 modifiée99 Art B.6.5.1) le calcul de la flèche n'est pas indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{352} = 0,0568 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10 M_0}$$

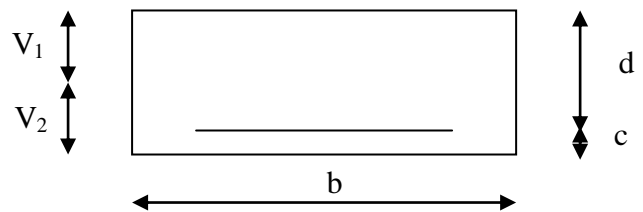
$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

La condition non vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche :

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 \cdot q_{\max} \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :



E_v : Module de la déformation diffère.

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

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

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \cdot h + 15 A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 5.65} = 10.284 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.284 = 9.716 \text{ cm}$$

D'où:

$$I_{fv} = \frac{100}{3} \left(\overline{10.284^3} + \overline{9.716^3} \right) + 15 \times 5.65 (9.716 - 3)^2$$

$$I_{fv} = 70650.598 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (12.13 \times 3.52^4)}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 70650.598 \times 10^{-8}} = 0.0032 \text{ m}$$

$f < \bar{f} = 352/500 = 0.0070\text{m} \Rightarrow$ La Condition est vérifiée

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

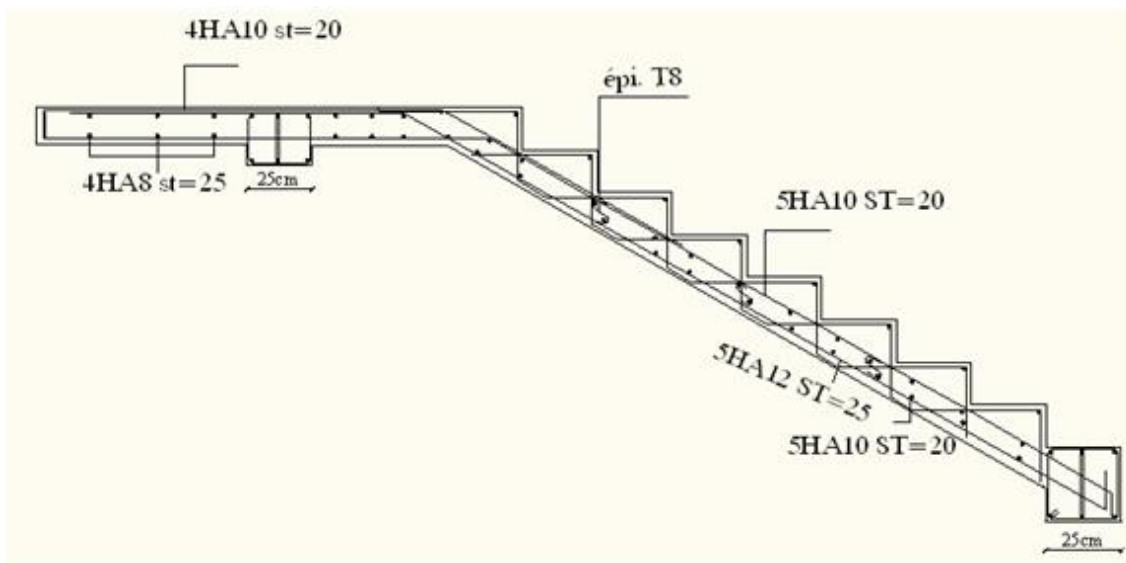


Figure.III.25 : ferrailage de l'escalier

III.D. Poutre palière :

Cette poutre palière est considérée comme étant semi-encastree dans les deux poteaux de la cage d'escalier sa portée est $L = 3,40 \text{ m}$, le calcul se fera en flexion simple, alors on prend :

$$M_a = 0,3M_0$$

$$M_t = 0,85M_0$$

III.D.1. Pré dimensionnement de la poutre :

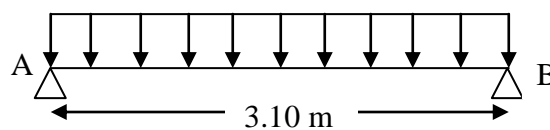


Figure III.26 : Schéma statique de la poutre palière

Hauteur :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10$$

Avec :

h_t : la hauteur de la poutre

L : la portée libre de la poutre.

$$310/15 \leq h_t \leq 310/10 \rightarrow 20.67\text{cm} \leq h_t \leq 31\text{cm}$$

on prend: $h_t = 30 \text{ cm}$

Largeur:

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

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

➤ Selon le RPA99/ version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier} , \quad h = 30 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ b \geq 20 : \text{vérifier} , \quad b = 25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ h/b = 30/25 = 1.2 < 4 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Alors on opte pour la poutre palière d'une section de (25x30) cm²

III.D.2. Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.30 \times 0.25 = 1.875 \text{ KN/ml}$.

ELU : $T_u = 29.50 \text{ KN}$.

ELS : $T_s = 20.83 \text{ KN}$.

➤ **Combinaison des charges :**

ELU : $q_u = 1,35.G + 2T_u / L = 1,35 (1.875) + 2 \times 29.50 / 3.10 = 21.56 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + 2T_s / L = 1.875 + 2 \times 20.83 / 3.10 = 15.31 \text{ KN/ml}$.

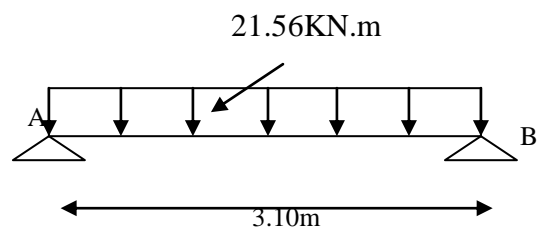
III.D.3 Calcul du ferrailage (ELU) :

a) **Les réactions d'appuis :**

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{21.56 \times 3.10^2}{8} = 25.90 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 25.90 \text{ KN.m}$$



Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{21.56 \times 3.10}{2} = 33.42 \text{ KN}$$

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

Sur appuis : $M_a = 0.5M_0 = 0.5 \times 25.90 = 12.95 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 25.90 = 22.02 \text{ KN.m}$

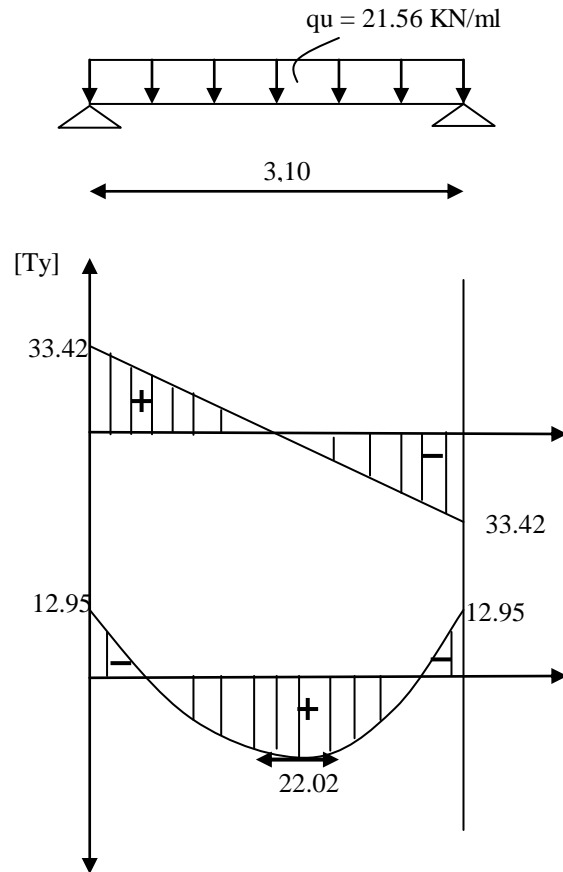


Figure III.27: Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELU

➤ **Calcul des armatures :**

a) Aux appuis :

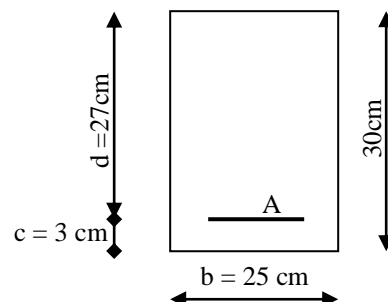
$M_{au} = 12.95 \text{ KN.m}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $c = 3 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.95 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,050 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$\mu = 0,05 \Rightarrow \beta = 0,974$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.95 \times 10^3}{0,974 \times 27 \times 348} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA10 = 2,35cm²



b) En travée : $M_{tu} = 22.02 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22.02 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,085 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$\mu = 0,085 \Rightarrow \beta = 0,9555$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22.02 \times 10^3}{0,9555 \times 27 \times 348} = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

III.D.4. Les différentes vérifications à l'ELU

- **Condition de non fragilité :** (BAEL9, modifier99/Art A.4.2.1):

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appuis}} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{travée}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant** (Art A5.1.21.BAEL91 modifiée99) :

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

$$V_u = 33.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{33.42 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.495 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.495 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes d'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_u = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{33.42 \cdot 10^3}{0,9 \times 270 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 1.22 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :** Art A5.1.21.BAEL99

➤ **L'influence sur le béton :**

$$V_u^- \leq 0,4 \cdot d \cdot b \cdot 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 0,4 \times 27 \times 0,9 \frac{25}{1.15} \times 25 = 5282.61 \text{ KN.}$$

$$V_{u\max} = 33,42 \text{ KN} < 5282.61 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres** (Art A6.1.23.BAEL91 modifiée99)

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

- **La longueur de scellement droit :**

$$l_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_s}$$

$$l_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.84} \Rightarrow l_s = 42.33 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$0.4L_s = 0.4 \times 42.33 = 17 \text{ cm}$$

III.D.5 .Les différents calculs à l'ELS :

➤ Les efforts internes :

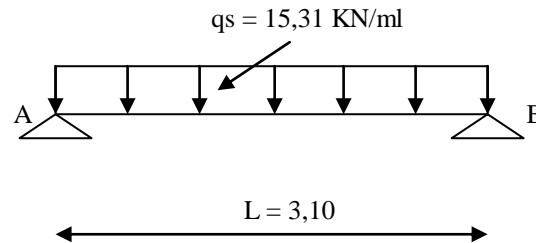


Figure III.28 : Schéma statique.

Le moment isostatique:

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{15.31 \times 3.10^2}{8} = 18.39 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Sur appuis : } M_{as} = 0.5M_0 = 0.5 \times 18.39 = 9.19 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En travée : } M_{ts} = 0.85M_0 = 0.85 \times 18.39 = 15.63 \text{ KN.m.}$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{15.31 \times 3.10}{2} = 23.73 \text{ KN}$$

- **Etat limite de déformation (la flèche) :**

Selon les règles du BAEL91 modifier99 (Art B.6.5.1) le calcul de la flèche n'est pas indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées.

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{310} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} = \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \Rightarrow \frac{30}{310} \cdot 0.1 \geq \frac{1}{10} \frac{15.63}{18.39} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{27 \times 25} = 0.005 < \frac{4.2}{400} = 0.010 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

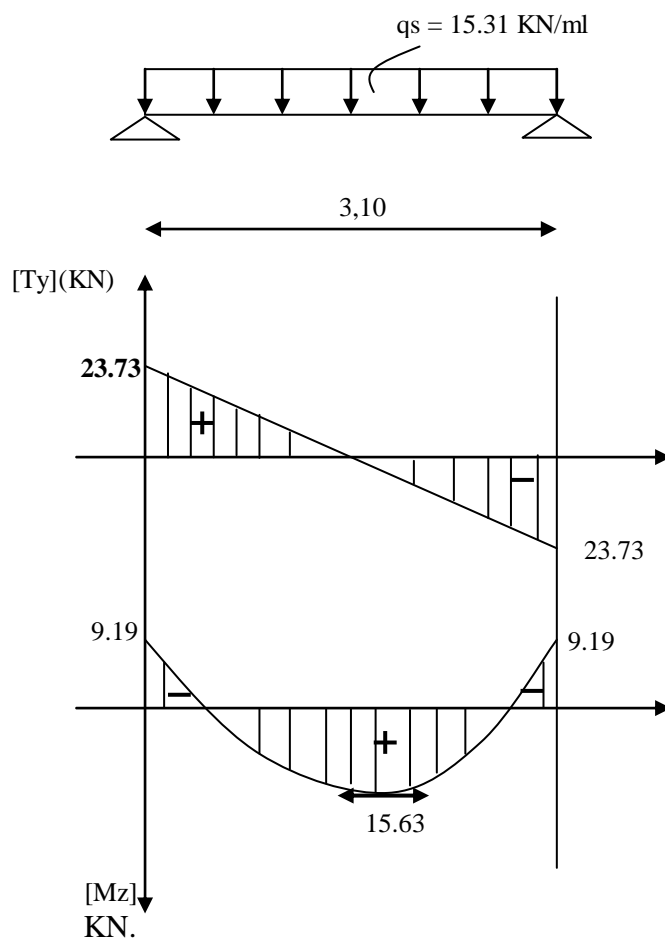
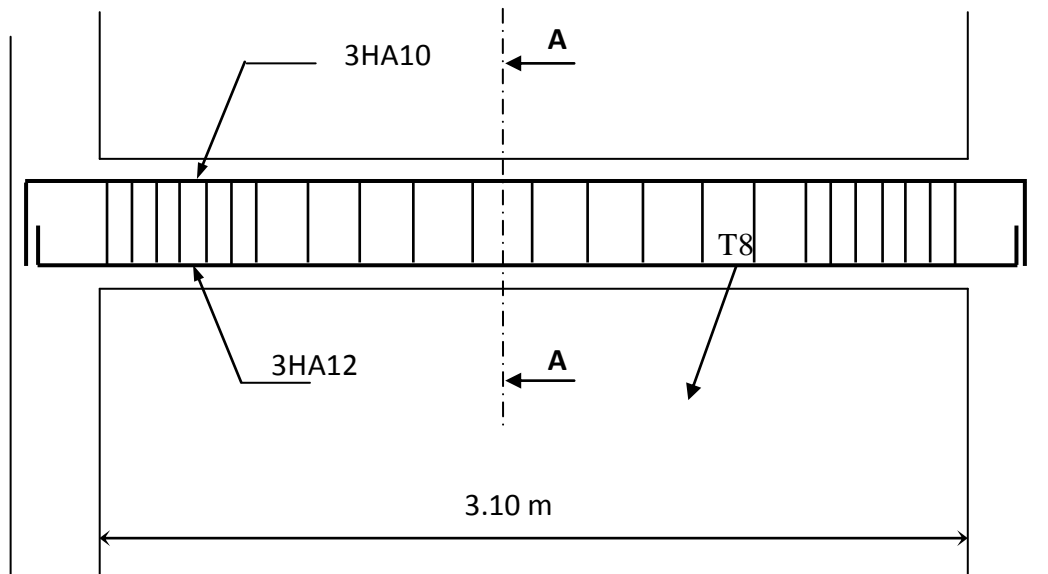
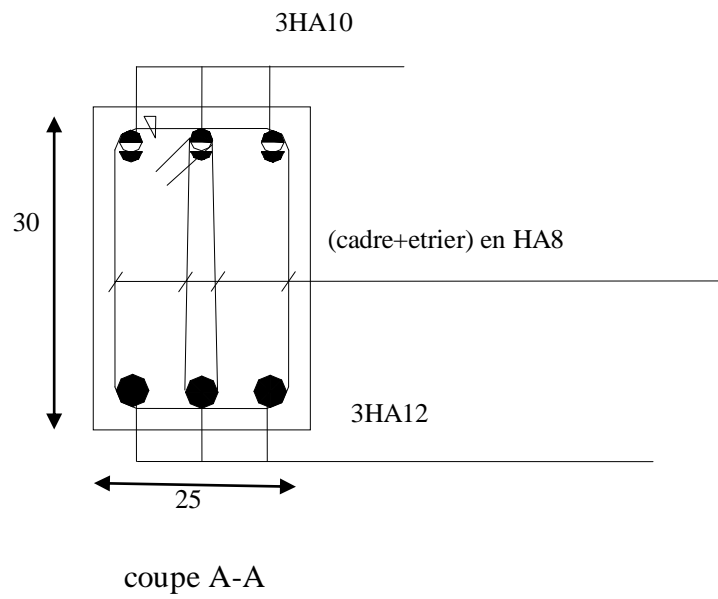


Figure III.29 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant de la poutre palier à l'ELS



FigureIII.30 : Ferrailage de la poutre palière.



III.E.BALCON :

III.E.1 Calcul des balcons :

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps de largeur de 1,50m et de hauteur de 1m en brique creuse de 10cm d'épaisseur. ces balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive de plancher, l'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \text{ avec } L : \text{la largeur du balcon}$$

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15\text{cm} \text{ Soit : } e_p = 15 \text{ cm.}$$

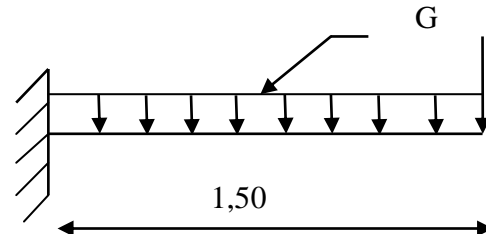


Figure III.31 : Schéma statique du balcon

III.E.2.Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1m de longueur du balcon.

• **Les charges permanentes :**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/ml)
1	Revêtement carrelage	2	0,2	0,4
2	Mortier de pose	2	0,20	0,40
3	Couche de sable	2	0,22	0,44
4	Dalle pleine	15	0,25	3,75
5	Enduit ciment	2	0,18	0,36
			Gtotal	5,35

• **La charge concentrée :**(poids propre de garde corps).

P_{mur} = poids de brique creuse + 2(poids de l'enduit en ciment, e_p = 2cm).

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/ml)
1	Poids de brique creuse	10	/	0,9
2	Poids de l'enduit en ciment	4	0,18	0,72
			Gtotal	1,62

$$P_{mur} = 1,62 \times 1,0 = 1,62 \text{ KN}$$

• **Surcharge d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

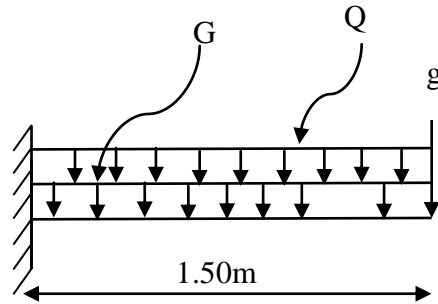


Figure III.32 : Charges et surcharges appliquées sur le balcon

A. Calcul à l'ELU :**Combinaison de charges :**

La dalle : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 3,5 = 12,42 \text{ KN/ml}$.

Garde corps : $g_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN}$

- **Les efforts tranchants :**

1. **L'effort tranchant provoqué par q_u :**

$T_{qu} = q_u \times l = 12,42 \times 1,50 = 18,63 \text{ KN}$.

2. **L'effort tranchant provoqué par g_u :**

$T_{gu} = g_u = 2,187 \text{ KN}$.

3. **L'effort tranchant total :**

$T_u = T_{qu} + T_{gu} = 18,63 + 2,187 = 20,82 \text{ KN}$.

- **Les moments fléchissant :**

1. **Le moment provoqué par q_u :**

$$M_{qu} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{12,42 \times 1,50^2}{2} = 13,97 \text{ KN.m}$$

2. **Le moment provoqué par g_u :**

$M_{gu} = g_u \times l = 2,187 \times 1,50 = 3,28 \text{ KN.m}$

3. **Le moment total :**

$M_u = 13,97 + 3,28 = 17,25 \text{ KN.m}$

a) Calcul des armatures :

1. **Les armatures principales :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17,25 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{17,25 \times 10^3}{0,956 \times 12 \times 348} = 4,32 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA10 = 4,71 cm² avec: St = 15cm.

2. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2,01 cm² avec: St=25cm.

B.Vérification à l'ELU :**a) La condition de non fragilité :(Art. A.4.21 BAEL91 modifiée99)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A = 4,71 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12,42 \times 1,50 + 2,187 = 20,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20,82 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,173 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 2,5 ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ condition vérifiée.

c) Vérification de l'entraînement des barres :(Art. A.6.13 BAEL91 modifiée99)

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$ avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA.

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i : \text{ somme des périmètres utiles des armatures d'appui.}$$

$$\sum U_i = \pi n l = \pi \times 10 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,82 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 1,02 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,02 < 3,15 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

d) Vérification de l'espacement des barres :**1. Pour les armatures principales :**

$$S_{t \max} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm.} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

2. Pour les armatures de répartition :

$$S_{r \max} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_r = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352 \text{ mm.}$$

$l_s = 35,2 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$.La largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancrée, donc on optera pour des armatures avec crochets.

Soit des crochets de longueur :

$$l_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 35,2 = 14,08 \text{ cm. (Art .A.6.1, 253 BAEL91 modifiée99).}$$

f) Vérification de l'influence de l'effort tranchant :**1. Influence sur les aciers :**

Il faut vérifier que

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times \left(V_u + \frac{M_u}{a} \right)}{f_e} \quad \text{avec :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u : \text{Effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.} \\ M_u : \text{Moment fléchissant aux appuis.} \\ a = 0,9 \times d. \end{array} \right.$$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times \left(20,82 + \frac{17,25 \times 10^6}{0,9 \times 120} \right)}{400} = 459 \text{ mm}^2.$$

$$A_a = 4,71 \text{ cm}^2 > 4,59 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Influence sur le béton :

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times d \times b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{\max} = 20,82 \text{ KN} \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^2 \times 0,9 \times 12 \times 100}{1,5} = 720 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 20,82 < 720 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C) Vérification à l'ELS :**a) Combinaison de charges :**

La dalle : $q_s = G + Q = 5,31 + 3,5 = 8,81 \text{ KN/ml}$.

Garde corps : $g_s = g = 1,62 \text{ KN/ml}$.

b) Les moments fléchissant :**1. Le moment provoqué par q_s :**

$$M_{q_s} = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{8,81 \times 1,50^2}{2} = 9,91 \text{ KN.m}$$

2. Le moment provoqué par g_s :

$$M_{g_s} = g_s \times l = 1,62 \times 1,50 = 2,43 \text{ KN.m}$$

3. Le moment total :

$$M_s = 9,91 + 2,43 = 12,34 \text{ KN.m}$$

c) Vérification des contraintes :**1. la contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 12} = 0,392 \rightarrow \{ \beta_1 = 0,9035; K_1 = 36,81 \}$$

$$\sigma_s = \frac{12,34 \times 10^3}{0,9035 \times 12 \times 4,71} = 241,65 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{36,81} \times 241,65 = 6,56 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6,56 < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0,10 \text{ et } \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{12,34}{10 \times 12,34} = 0,1 \\ 0,10 \geq 0,1 \end{array} \right. \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0,10 \text{ et } \frac{1}{16} = 0,0625 \\ 0,10 > 0,0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{4,71}{100 \times 12} = 0,0039 \text{ et } \frac{4,2}{400} = 0,0105 \\ 0,0039 < 0,0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

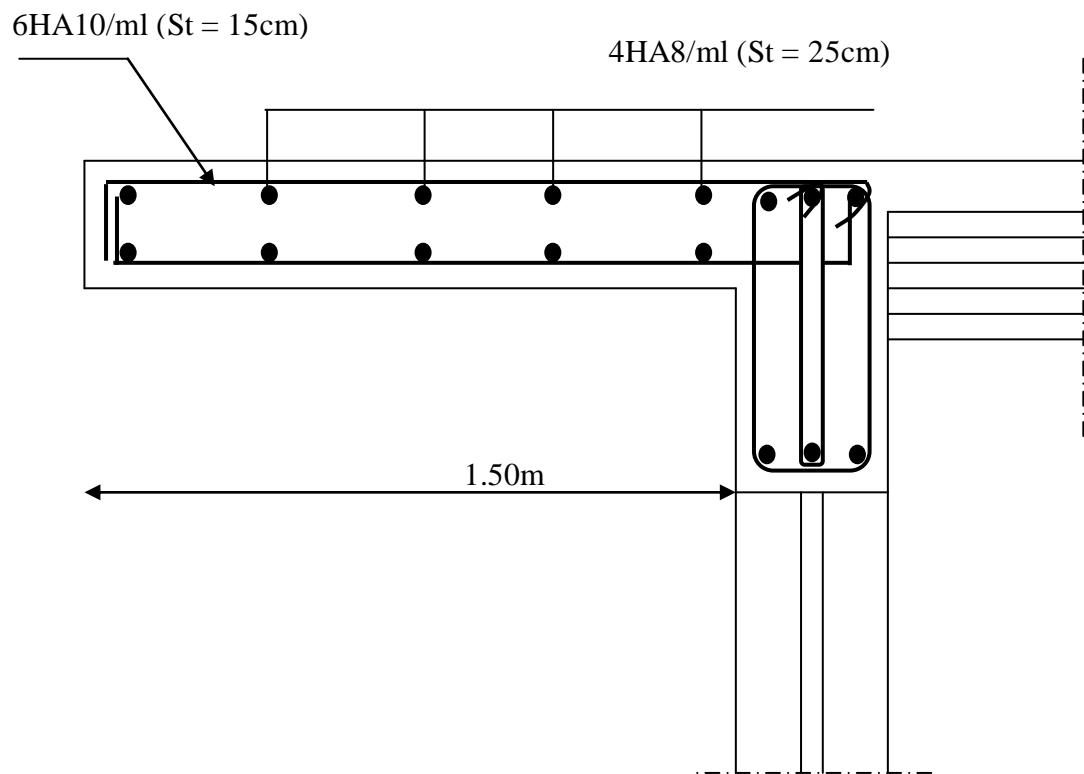


Figure III.33 : Ferrailage du balcon

IV.1- Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.2- Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds. La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.3-Description du logiciel ETABS.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code...). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Element : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed Loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV .4- Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70.

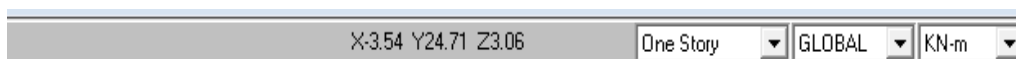
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1).

**IV.5- Etapes de modélisation :****IV.5.1- 1^{ère} étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

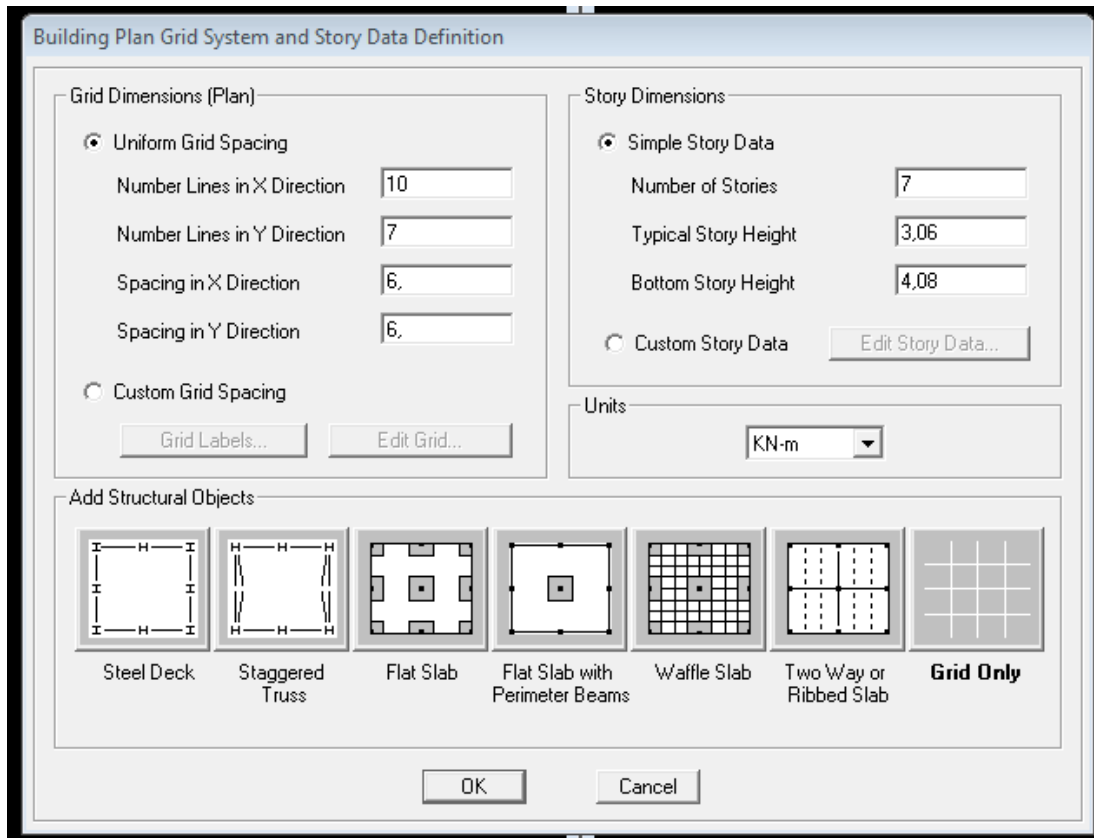
a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

**b) Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : (X-Y, X-Z, Y-Z).

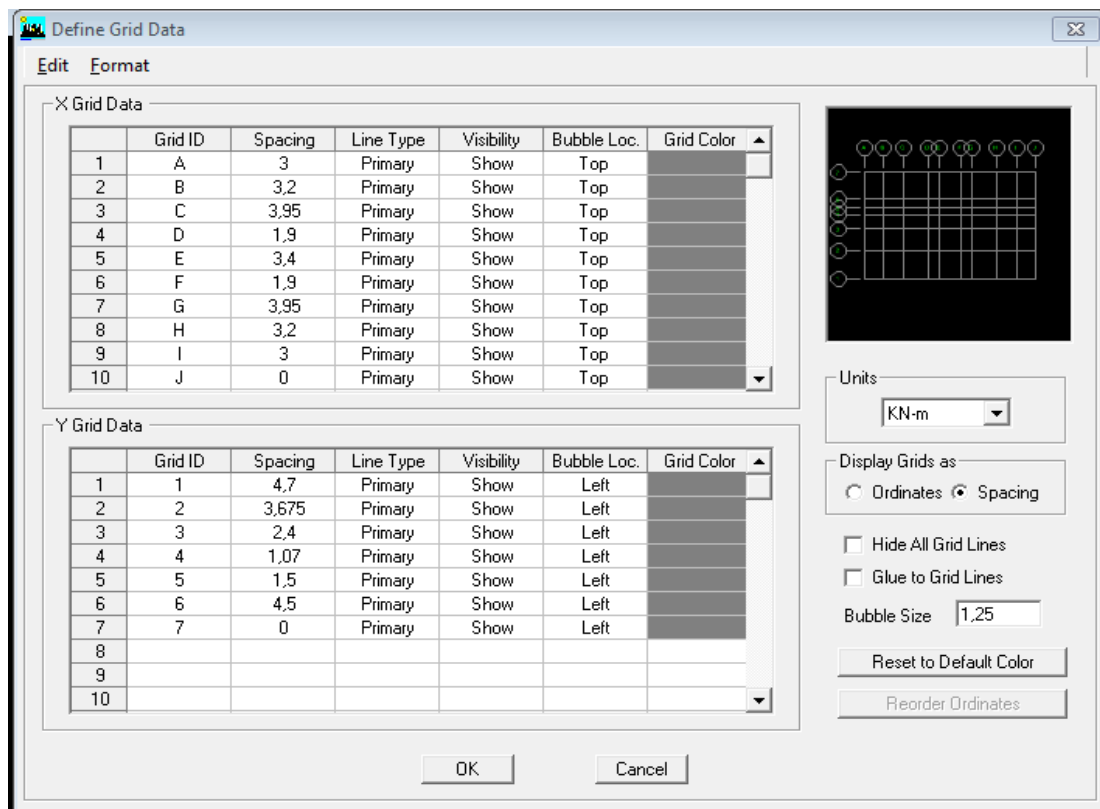
C) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit StoryData**.



Suivant x : 3.00 ; 3.20 ; 3.95 ; 1.90 ; 3.40 ; 1.90 ; 3.95 ; 3.0 ; 3.00 ; 0

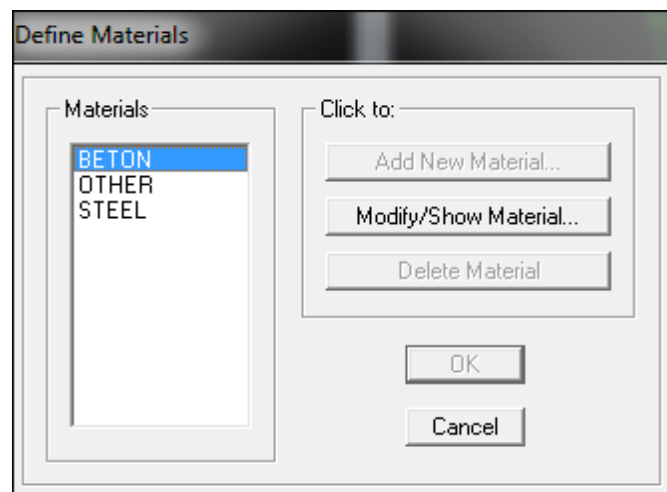
Suivant y : 4.70 ; 3.675 ; 2.40 ; 1.07 ; 1.50 ; 4.50 ; 0

Suivant z : 0 ; 3.06 ; 3.06 ; 4.08 ; 3.06 ; 3.06 ; 3.06 ; 3.06

IV.5-2- 2^{ème} étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante

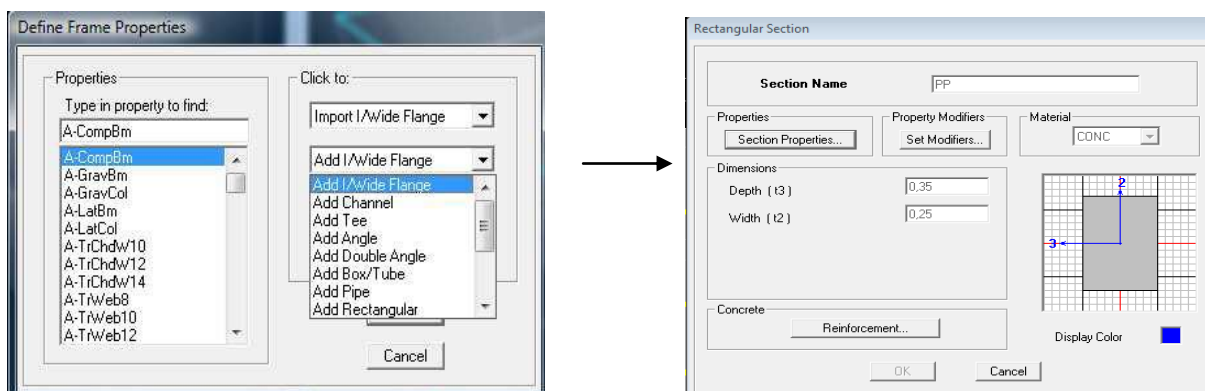


IV.5.3- 3^{ème} étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



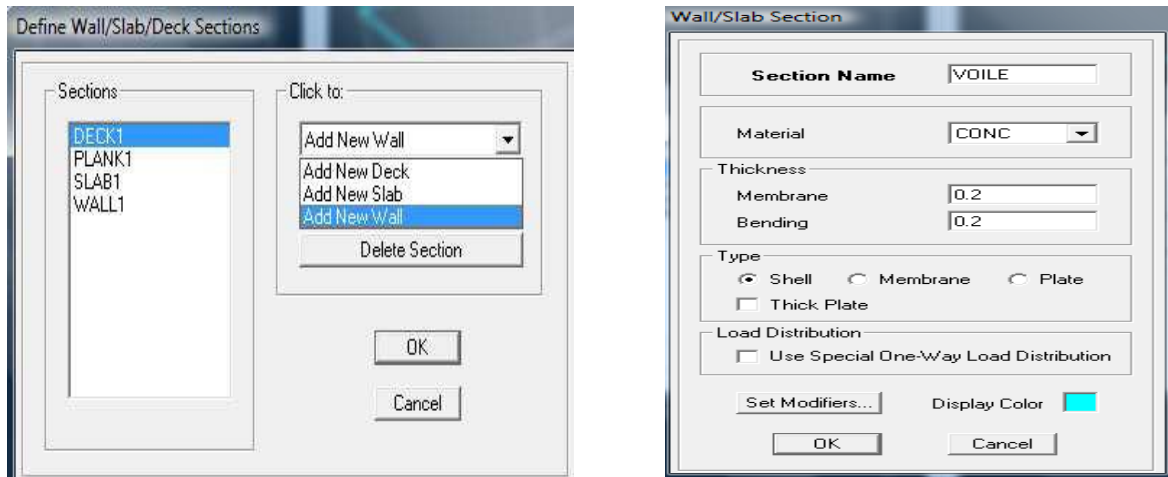
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inertie, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

- Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

- Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Defineet wall/slab**, on clique sur **Add new wallet** on spécifie le nom et l'épaisseur.



IV.5.4- 4^{ème} étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

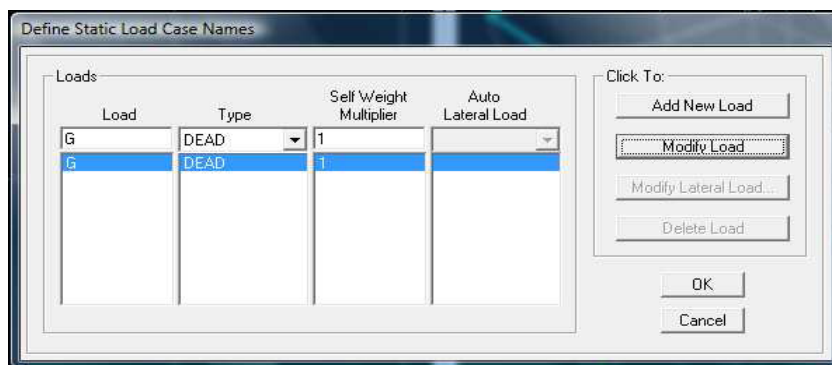
La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **DefineLoad** → **Cases**.

- Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weightmultiplier(Coefficient interne poids propre) : **1**

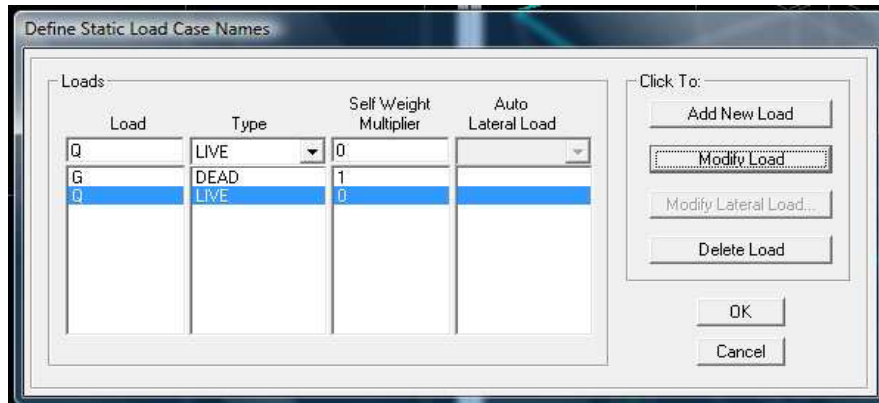


- Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation).

Self weightmultiplier(Coefficient interne poids propre) : **0**



2) Charge dynamique (E):

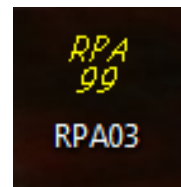
Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

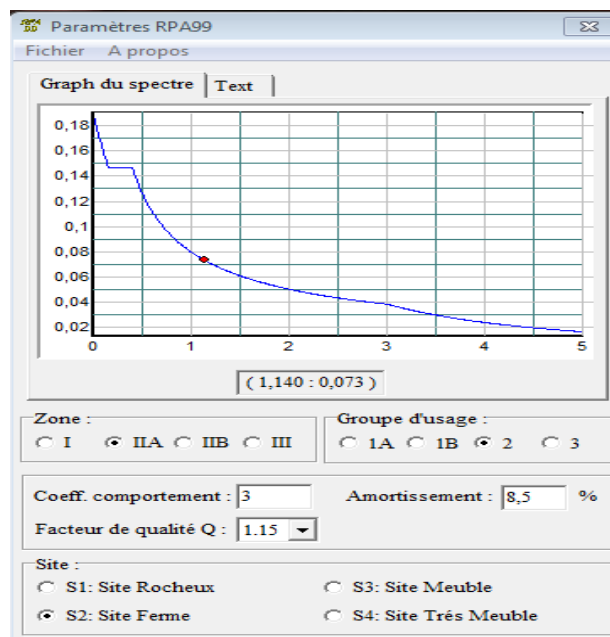
- Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone : IIa** (Zone de moyenne sismicité, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coef comportement** : Portiques contreventés par des voiles.
- **Remplissage** : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- **Site : S2**.
- **Facteur de qualité (Q):1.15**.

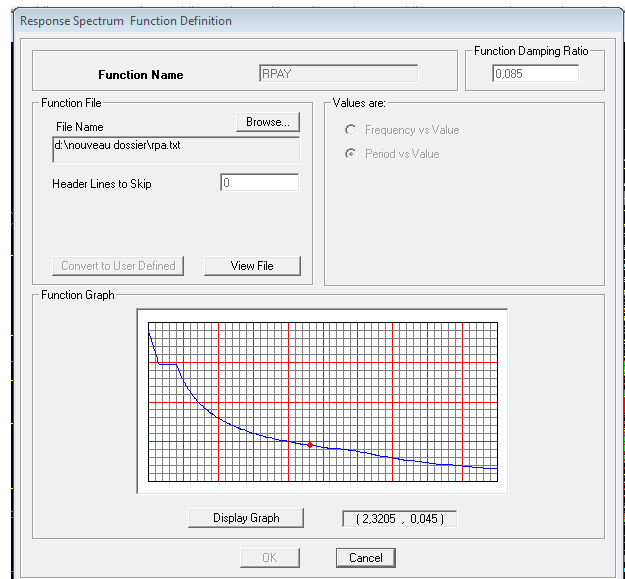
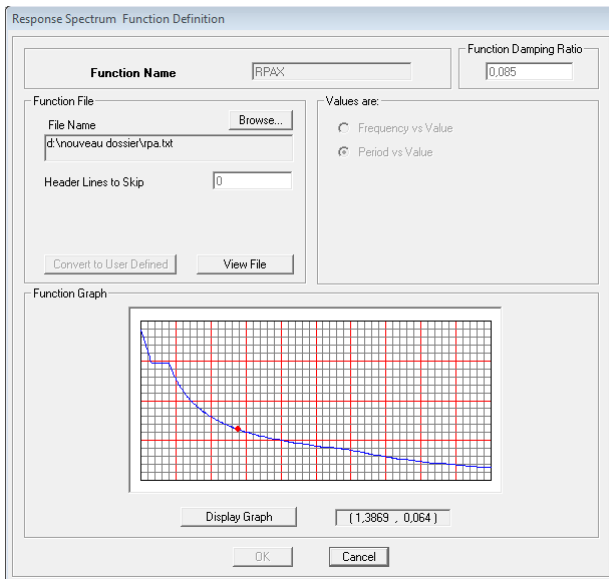
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.



Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



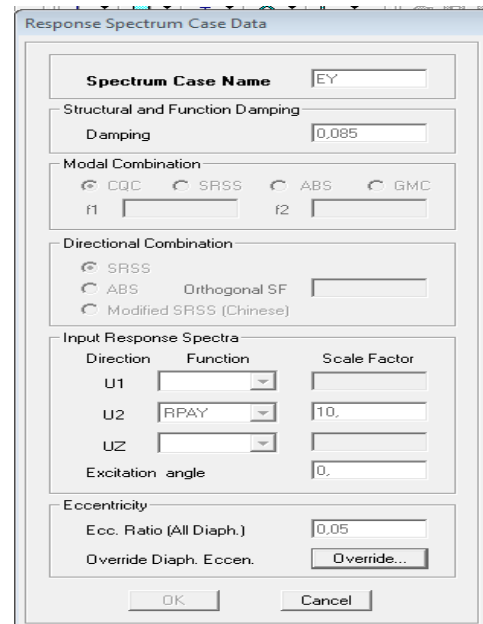
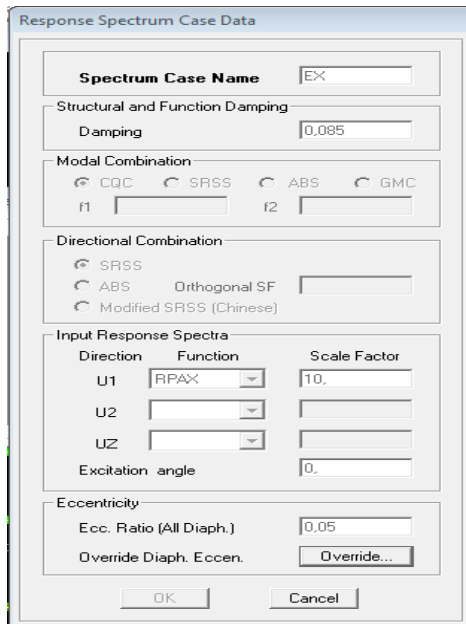
- Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :
Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file.**



Function Name (nom du spectre): **RPA**.

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define Responses → **spectrum cases Add New Spectrum**



Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

IV.4.5- 5^{ème} étape : chargement des poutres :

Les charges → statiques étant définies, → on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur



Assign Frame/line loads

Distributed.

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

IV .4 6- 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

- **ELU** : $1.35G+1.5Q$.
- **ELS** : $G+Q$.

Combinaisons accidentelles du RPA :

- **GQE** : $G+Q\pm E$.
- **08GE** : $0.8G\pm E$.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define load → **Combinations Add** → **New Combo**.

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1.35
G Static Load	1.35
Q Static Load	1.5

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

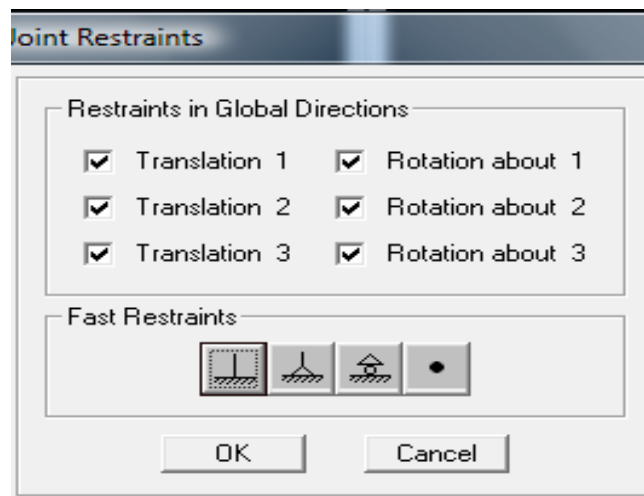
IV.4.7- 7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

• **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Restraints**



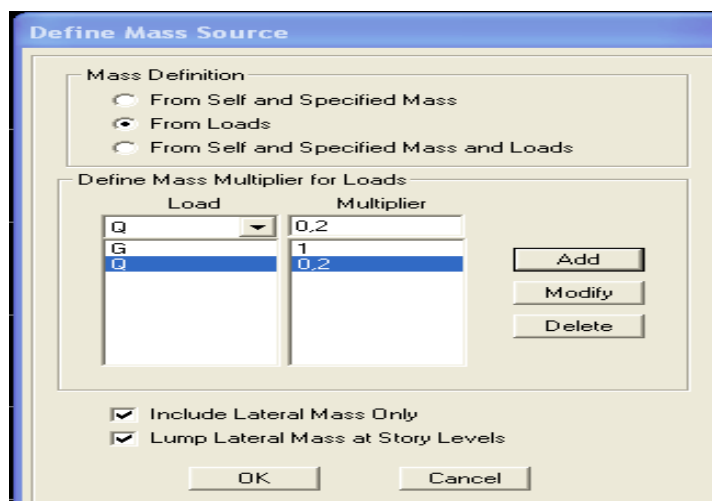
• **Mass- Source**  :

Define → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

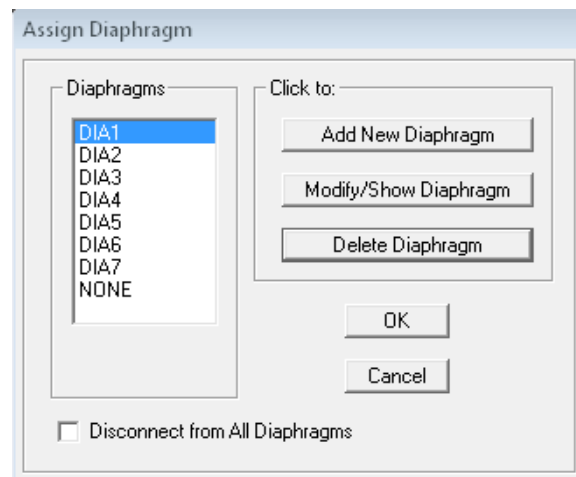


- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm.**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.4.8- 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats.

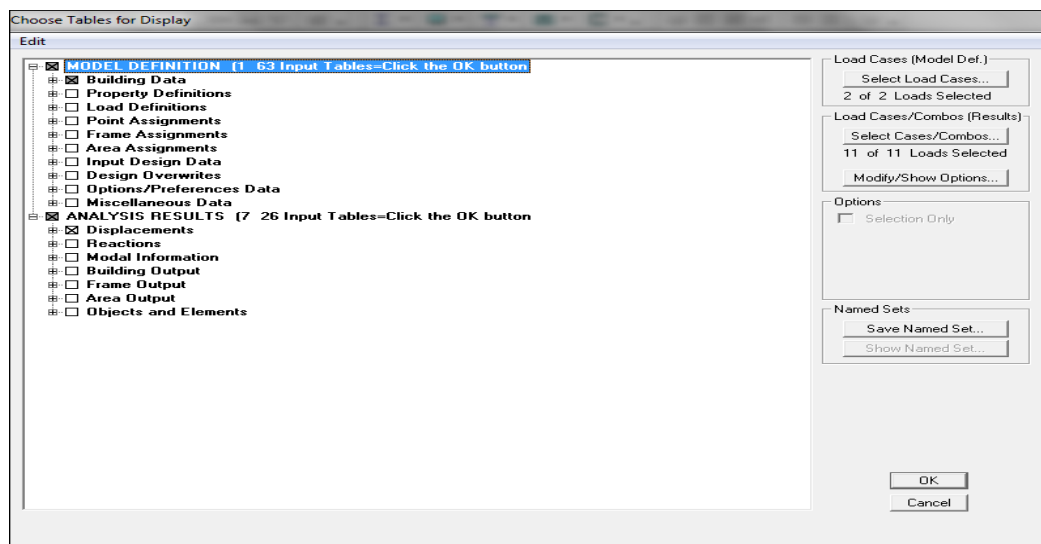
Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur **Analyze** et on sélectionne **RunAnalysis**.

Visualisation des résultats :

- **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



- **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**.

- **Efforts internes dans les éléments barres :**

- **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** —→ **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

- **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements**».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx ,et **Uy** au sens yy.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

- **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**. Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	-2,0671	9,7039	4,08
End Point	29,1768	9,5344	4,08

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13,5548	9,6192	4,08	359,6892

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	-2,061E-15	204,6141	0,	2,061E-15	314,0474
Moment	-306,2812	-49,584	2,467E-14	554,3642	-50,3145	-2,478E-14

Close Refresh

V.1-Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Dans ce chapitre, nous visons un double objectif :

- Définir les différents chargements et facteurs introduits dans l'ETABS.
- Faire toutes les vérifications exigées par le règlement et extraire les valeurs nécessaires, du fichier résultat, dont on aura besoin ultérieurement.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple.

- **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaye tout l'élément puis toute la structure.

V.2-Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- ❖ par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable RPA 4.1.2)
- ❖ par Méthode dynamique qui regroupe :
 - par la méthode d'analyse modale spectrale
 - par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

V.3- Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

V.4-Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS** sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 7 niveaux (RDC et 4 étages et 2 entre sol) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers...).

- Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.
- Les voiles et les dalles pleines par un élément de type SHELL.

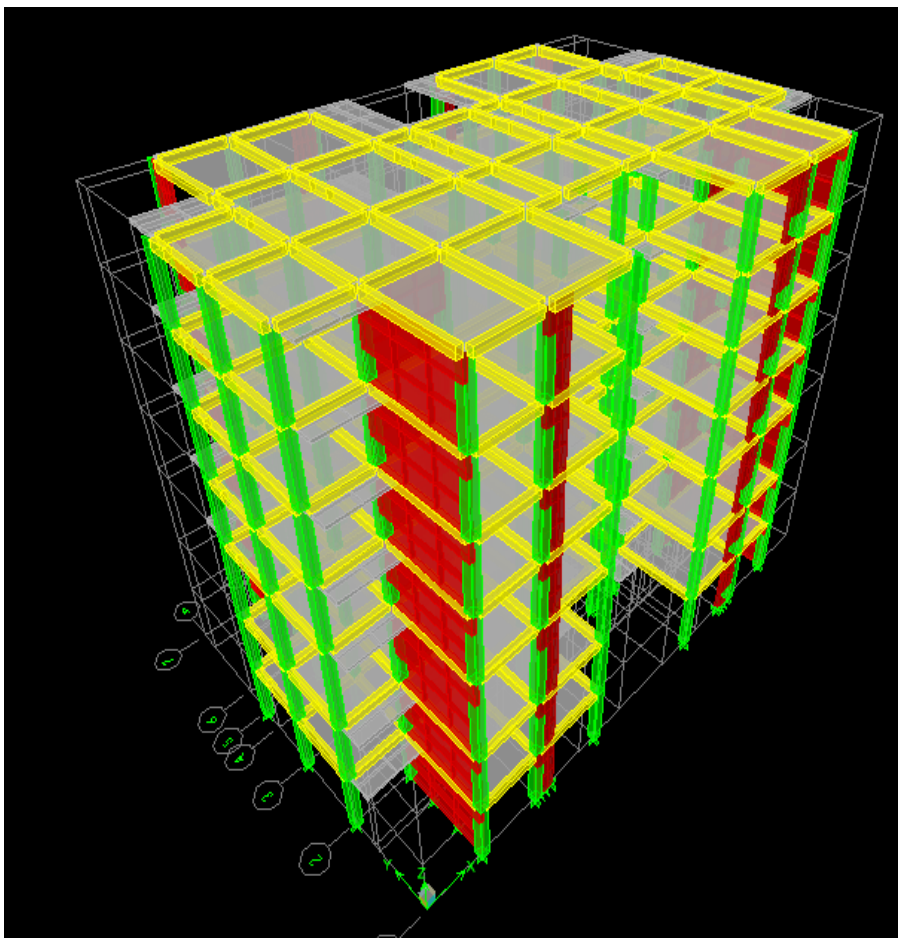


Figure V.1: Modèle 3D de la structure

V.5-Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

V.6-Caractéristiques géométriques de la Structure :

- **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
ENTRESOL1	D2	557,3788	557,3788	14,116	8,986	557,3788	557,3788	14,116	8,986	13,831	7,315
ENTRESOL2	D3	563,5169	563,5169	14,08	8,878	563,5169	563,5169	14,08	8,878	13,855	8,663
RDC	D4	512,7233	512,7233	13,75	8,544	512,7233	512,7233	13,75	8,544	13,836	9,495
ETAGE1	D5	474,016	474,016	13,75	8,589	474,016	474,016	13,75	8,589	13,818	9,583
ETAGE2	D6	474,016	474,016	13,75	8,589	474,016	474,016	13,75	8,589	13,806	9,5
ETAGE3	D7	474,016	474,016	13,75	8,589	474,016	474,016	13,75	8,589	13,796	9,366
ETAGE4	D8	440,4587	440,4587	13,677	8,818	440,4587	440,4587	13,677	8,818	13,789	9,28

Tableau V.1 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

- **L'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0.912 \text{ m}$.

$$e_y = 1.395 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$e_x = CMX - CRX \rightarrow e_x = 0.303 \text{ m} \rightarrow \text{CV.}$$

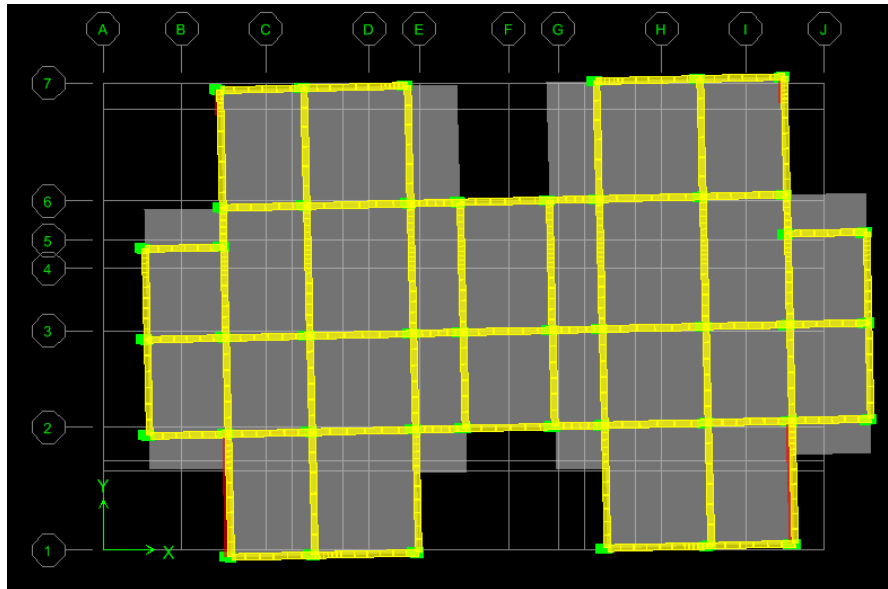
$$e_y = CMY - CRY \rightarrow e_y = 0.460 \text{ m} \rightarrow \text{CV.}$$

V.7-Caractéristiques dynamiques du bâtiment:

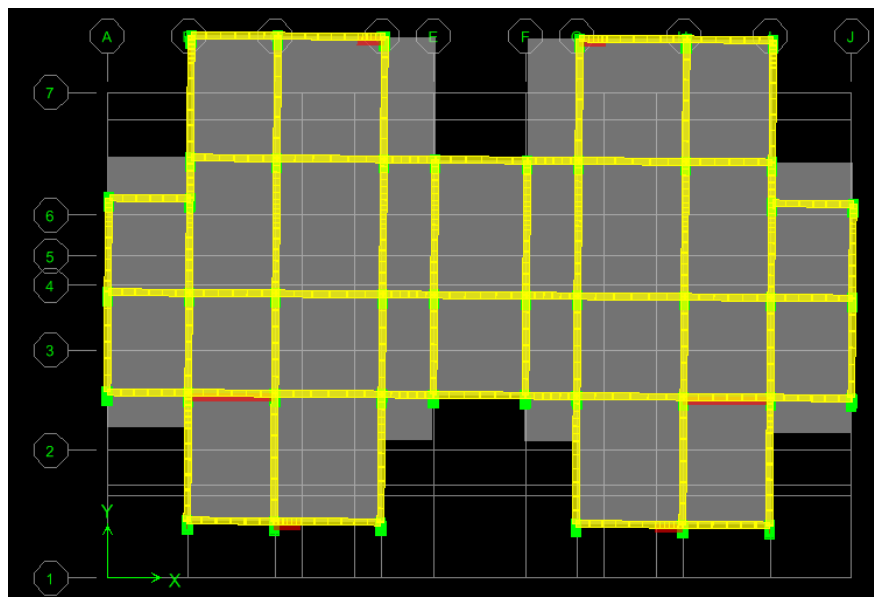
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,652597	68,9392	0,0028	0	68,9392	0,0028	0	0,0043	97,1035	1,4795	0,0043	97,1035	1,4795
2	0,568768	0,0111	68,7831	0	68,9503	68,786	0	98,527	0,0158	0,1816	98,5313	97,1193	1,6611
3	0,52442	1,3446	0,1414	0	70,2949	68,9273	0	0,1861	1,9508	67,549	98,7173	99,07	69,2101
4	0,171807	16,7685	0	0	87,0634	68,9273	0	0	0,585	0,0277	98,7173	99,6551	69,2379
5	0,140411	0	19,5382	0	87,0634	88,4655	0	1,048	0	0,0066	99,7653	99,6551	69,2444
6	0,13184	0,3213	0,0001	0	87,3847	88,4656	0	0	0,0192	18,4437	99,7653	99,6743	87,6882
7	0,083775	7,7665	0,0001	0	95,1512	88,4657	0	0	0,2835	0,0017	99,7654	99,9577	87,6899
8	0,068729	0,0005	7,5807	0	95,1517	96,0464	0	0,2118	0,0001	0,0679	99,9772	99,9578	87,7578
9	0,063145	0,0019	0,0371	0	95,1536	96,0835	0	0,0011	0,0034	7,5786	99,9783	99,9612	95,3364
10	0,054542	2,3957	0	0	97,5493	96,0835	0	0	0,0216	0,056	99,9783	99,9828	95,3925
11	0,045491	0	2,0722	0	97,5493	98,1558	0	0,0136	0	0,0004	99,9919	99,9828	95,3929
12	0,040476	0,0355	0,0011	0	97,5848	98,1569	0	0	0,0011	2,4419	99,9919	99,9839	97,8349

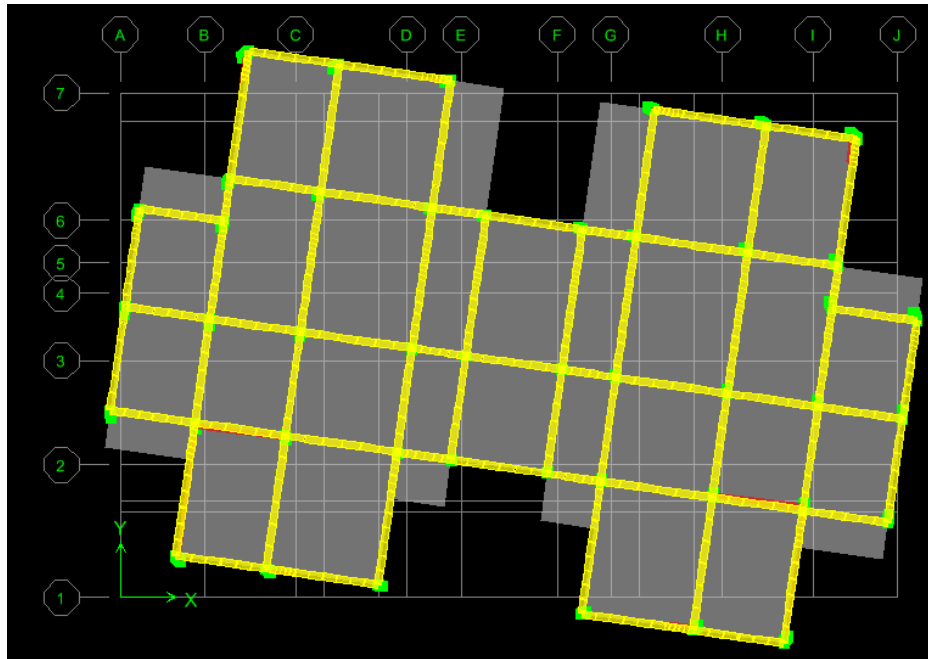
Tableau V.2 périodes et participation massiques.

Mode1



Mode2



Mode3

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.
- La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] de RPA. Ce dernier exige que cette période ne doive pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4)
- La période donné par l'ETABS est : $T=0.67s$

$$T_{\text{empirique}} = \left\{ C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \right\} = 0,05 \times 22,44^{0,75} = 0,515$$

$$T_{\text{numérique}} = 1,3 \times 0,515 = 0,67s > 0,6526s \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.8-Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'Vt' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2). La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{RPA Art 4-1})$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le RPA 2003 tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$A = 0,15$.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 4-2})$$

$T_2=0.5$ voir le (Tableau 4-7.RPA 2003)

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (\text{RPA4-3})$$

$$\xi=0.07$$

$$\eta=1,838 > 0.7$$

$$T=0.67s \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1,838 \left(\frac{0.5}{0.67}\right)^{\frac{2}{3}} = 3.78$$

R : coefficient de comportement de la structure : $R=4$

Q : Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec :

P_q: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

Critères q	Sens X-X	Sens Y-Y
	Pénalité P _q	Pénalité P _q
Condition minimale des files porteuses	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	Q=1.05	Q=1.05

Tableau V-3 : Tableaux donnant les critères de qualités

W : poids total de la structure, donné par ETABS.

Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
ALL	997,5431	9806,407	3595,9894	3595,9894	0

Tableau V.4 : Poids total de la structure.

$W=9806.407\text{KN}$.

MSE (RPA 2003)		
Coefficient	A	0.15
	D	3.78
	Q	1.05
	R	4.00
forces sismiques V (KN)		1459.56

Tableau V.5 : La force sismique à la base

Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par ETABS ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée ($V_t > 0.80 V$).

Si $V_t < 0.80 V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

• **Application numérique :**

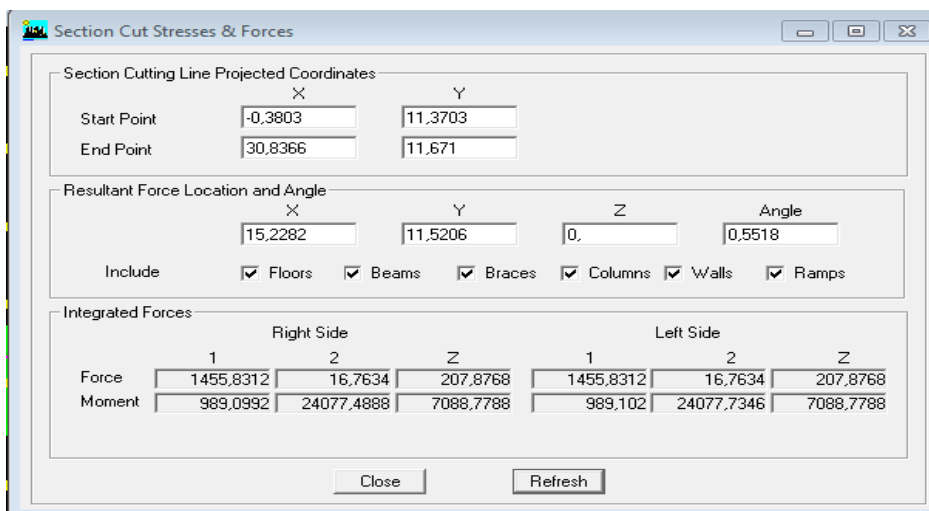
Force sismique (KN)				Vérification	
MSE	MSE	ETABS (V_t)		V_t/V	
V/xx	V/yy	Ex	Ey	X	Y
1459.56	1459.56	1920.27	2112.21	>0.80	>0.80
				CV	CV

Conclusion : Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

V.9- Justification de l'interaction portiques voiles :

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut »

Suivant X :



Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0,3803	11,3703
End Point	30,8366	11,671

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	15,2282	11,5206	0,	0,5518

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	976,2494	13,1202	1,6698	976,2494	13,1202	1,67
Moment	219,7162	16048,7567	5321,944	219,7194	16049,0025	5321,944

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0,3803	11,3703
End Point	30,8366	11,671

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	15,2282	11,5206	0,	0,5518

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	484,6546	7,2057	206,7932	484,6546	7,2057	206,7932
Moment	802,4193	8077,5974	1779,7288	802,4193	8077,5974	1779,7288

Close Refresh

Suivant Y :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0,5306	11,8213
End Point	29,6841	11,9215

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14,5768	11,8714	0,	0,19

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	8,5347	382,0977	146,7892	8,5347	382,0977	146,7892
Moment	8789,4787	461,1693	631,3844	8789,4787	461,1693	631,3844

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0,5306	11,8213
End Point	29,6841	11,9215

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14,5768	11,8714	0,	0,19

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	14,3528	1632,9634	0,0194	14,3528	1632,9634	0,0276
Moment	30244,8333	264,9177	4133,8377	30245,1727	264,9615	4133,8377

Close Refresh

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0,5306	11,8213
End Point	29,6841	11,9215

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14,5768	11,8714	0,	0,19

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	12,3955	1233,4376	171,6884	12,3955	1233,4376	171,734
Moment	21274,4277	462,695	3137,6302	21274,7687	462,7984	3137,6302

Close Refresh

- Charge sismique reprise par les voiles :
 - Sens X-X : \Rightarrow 67 %.
 - Sens Y-Y : \Rightarrow 86 %.
- Charge sismique reprise par les portiques :
 - Sens X-X : \Rightarrow 33 %.
 - Sens Y-Y : \Rightarrow 14 %.

Conclusion :

Vu que la totalité des charges sismiques sont reprises par les voiles, alors le système est contreventé par des voiles.

V.10- Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau $\ll i \gg$ de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{Avec :}$$

R : Coefficient de comportement (R=4).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

Story	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	Hauteur	$\Delta_k(x)$	$\Delta_k(y)$	1%H	obs
ETAGE4	0,011	0,0001	3.06	0.0015	0	0.0306	CV
ETAGE3	0,0095	0,0001	3.06	0.0017	0.0001	0.0306	CV
ETAGE2	0,0078	0	3.06	0.0018	0	0.0306	CV
ETAGE1	0,006	0	3.06	0.0019	0	0.0306	CV
RDC	0,0041	0	4.08	0.0022	0	0.0408	CV
ENTRESOL2	0,0019	0	3.06	0.0013	0	0.0306	CV
ENTRESOL1	0,0006	0	3.06	0.0006	0	0.0306	CV

Tableau V.6 : Vérification les déplacements relatifs

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (On a spécifié le type de contreventement).

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

V11) justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = P_K \Delta_k / V_K h_K \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K.

Δ_k : le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : la hauteur de l'étage k.

Story	P _k	Sens XX			Sens YY			observation
		$\Delta_k(x)$	V _{xx} H _k	Θ_x	$\Delta_k(y)$	V _{yy} H _k	Θ_y	
ETAGE4	1289.877	0.0015	1640.1294	0.0012	0	11.32	0	CV
ETAGE3	1289.877	0.0017	2827.0728	0.001	0.0001	19.79	0.006	CV
ETAGE2	1299.877	0.0018	3777.8148	0.0006	0	26.96	0	CV
ETAGE1	1289.877	0.0019	4547.00	0.0005	0	32.68	0	CV
RDC	1676.217	0.0022	6904.66	0.0005	0	49.00	0	CV
ENTRESOL2	1485.326	0.0013	5592.15	0.0003	0	38.10	0	CV
ENTRESOL1	1485.326	0.0006	5876.02	0.0001	0	39.26	0	CV

Tableau V.7: justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

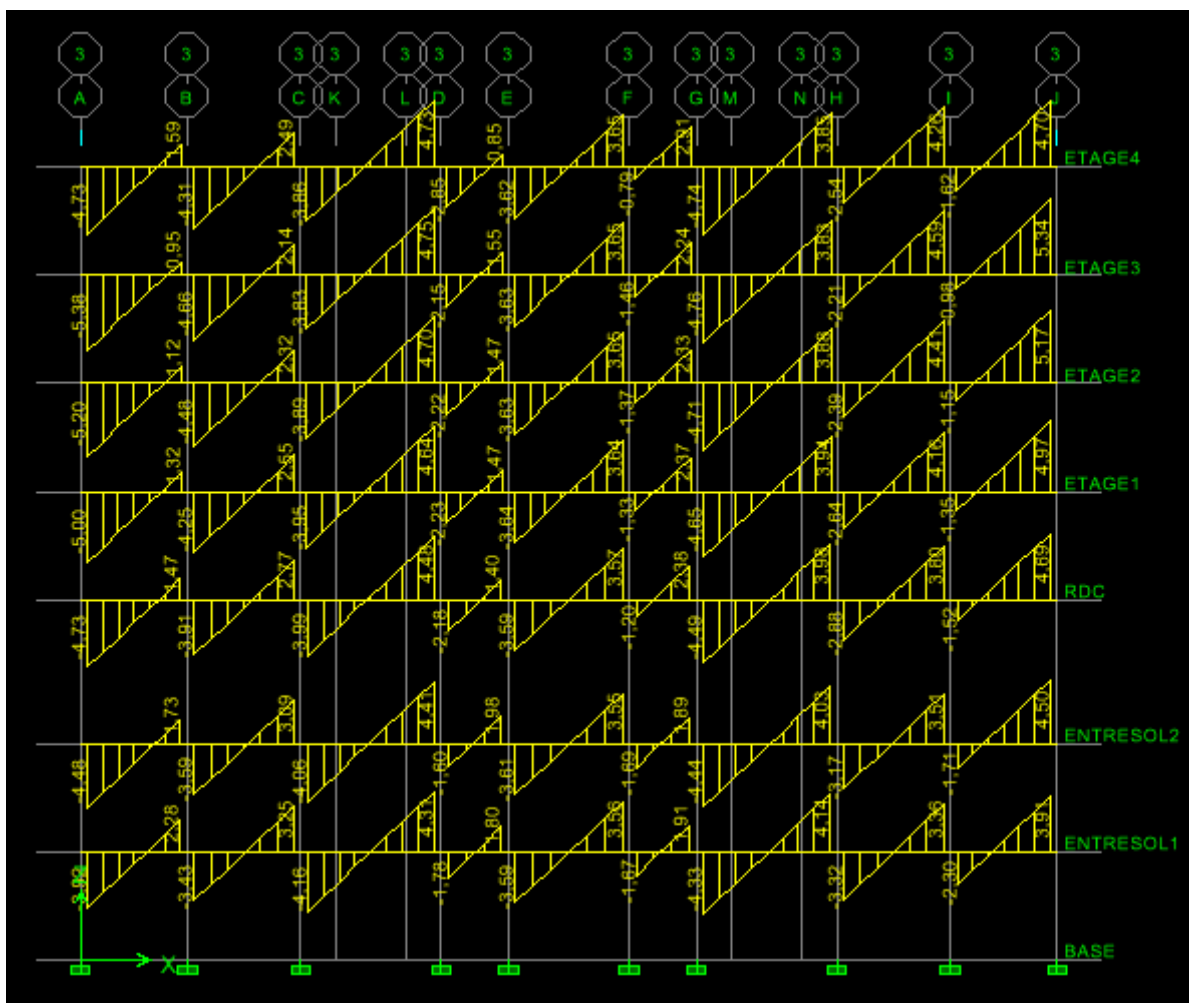


Diagramme des efforts tranchant 2.2 du portique 3-3(sens longitudinal)

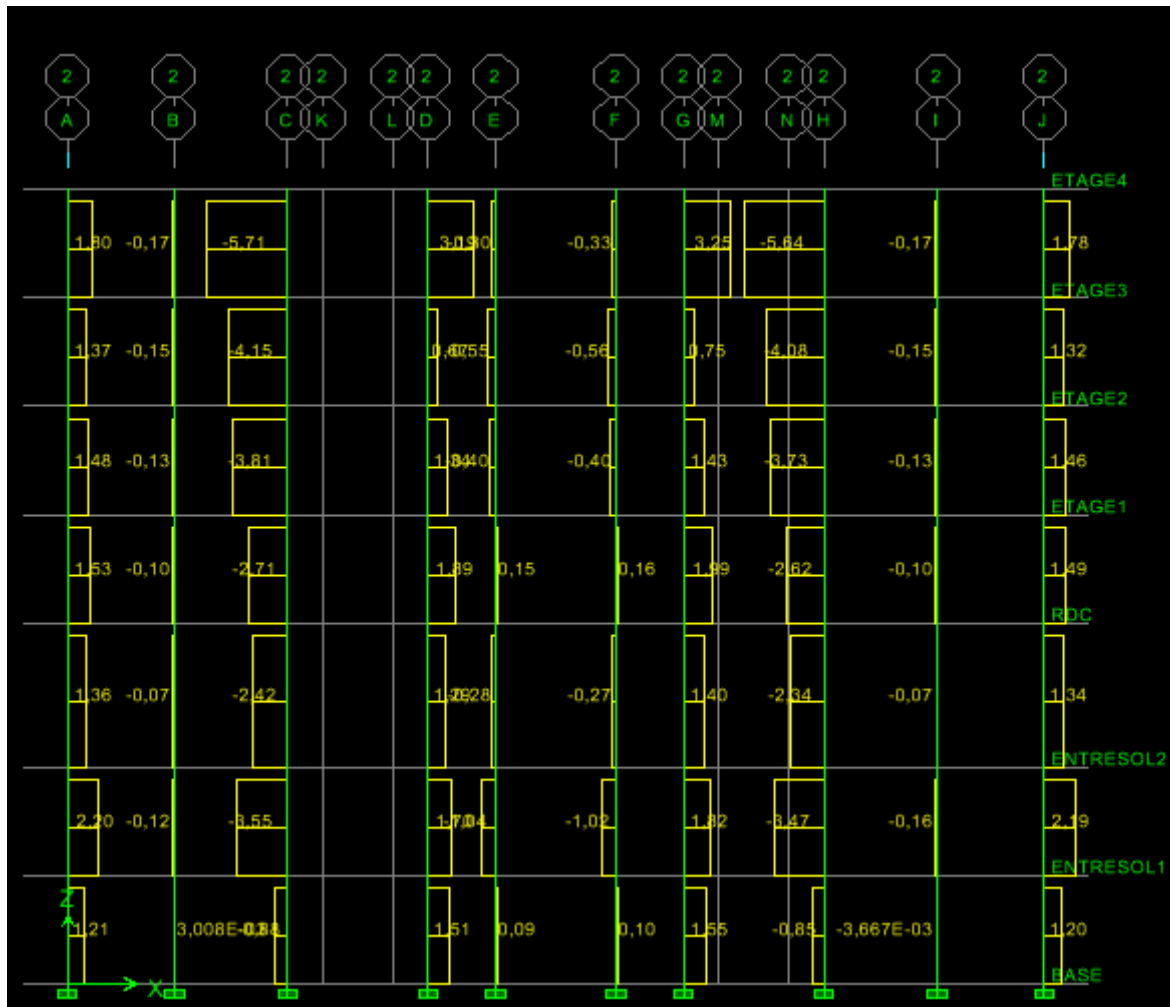


Diagramme des efforts tranchant 3.3 du portique 2-2(sens longitudinal)

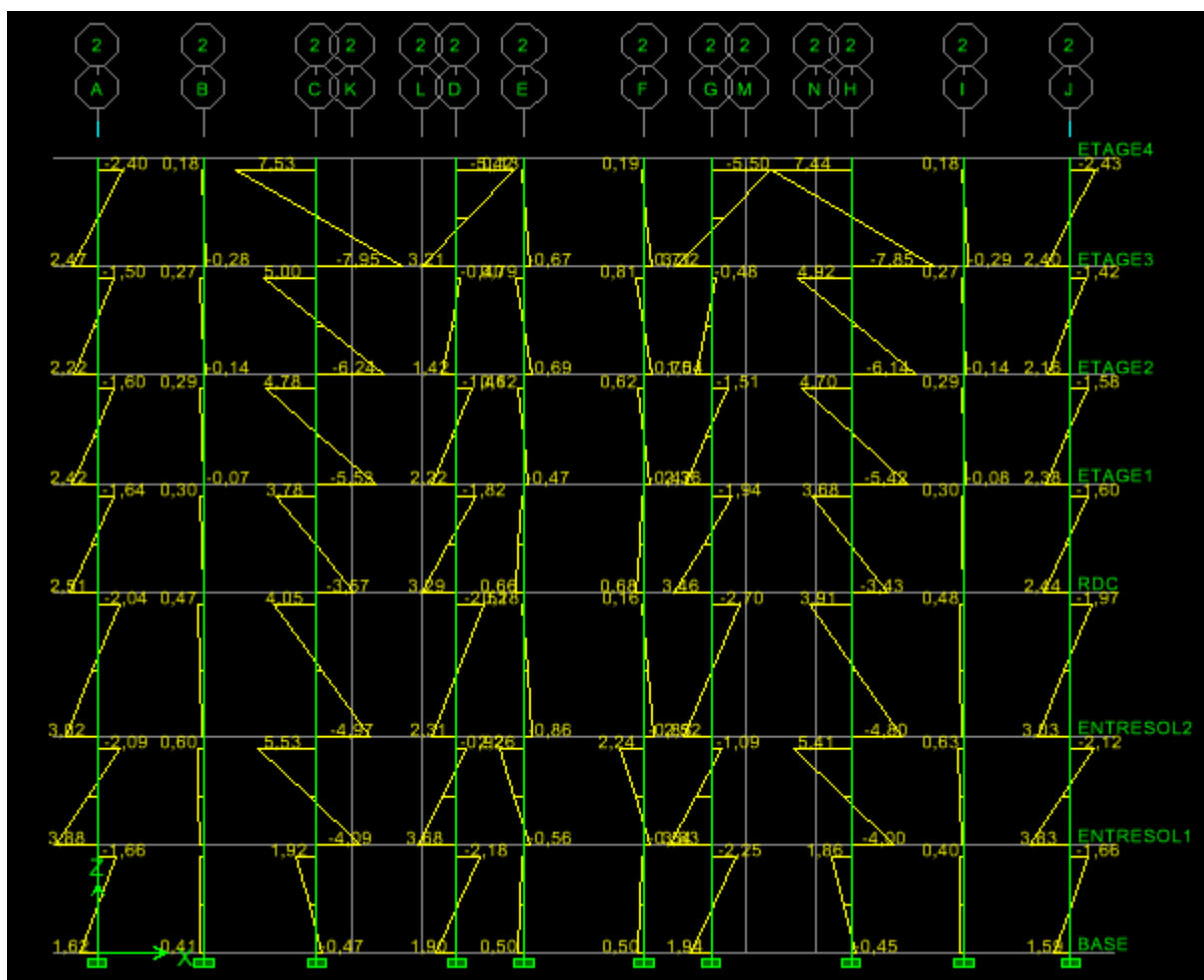


Diagramme des moments fléchissant (2-2) du portique 2-2(sens longitudinal)

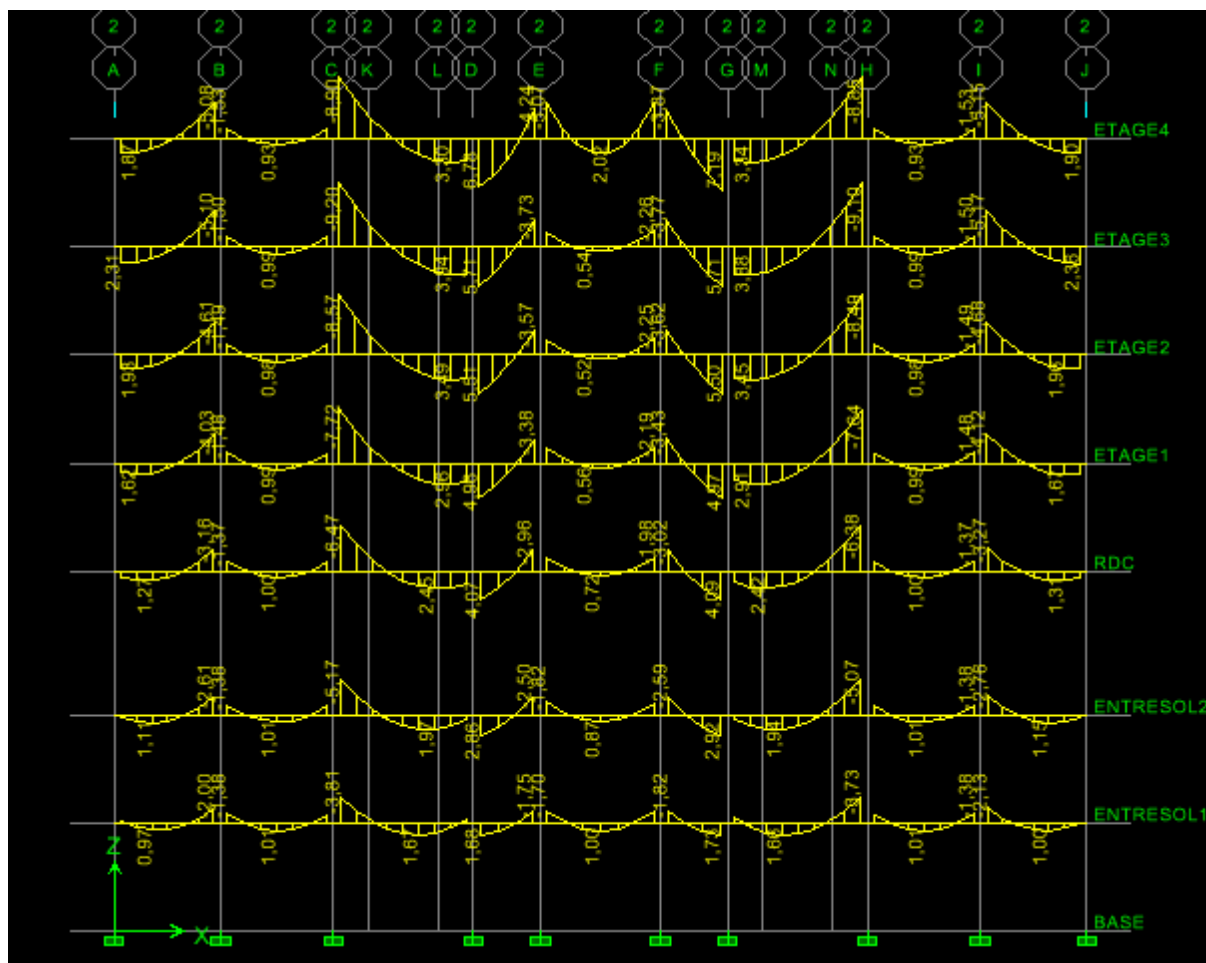


Diagramme des moments fléchissant (3-3) du portique 2-2 (sens longitudinal)

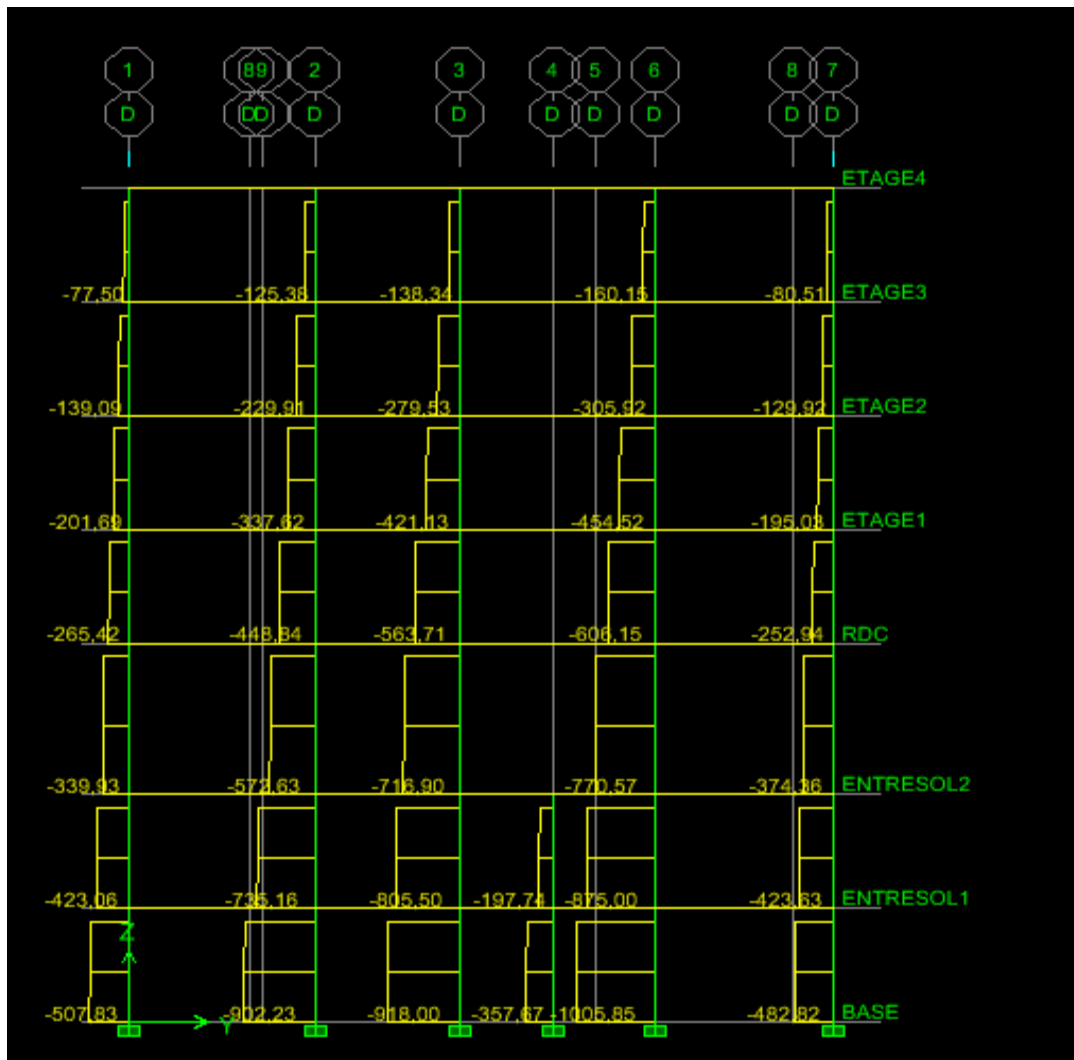


Diagramme des efforts normaux du portique D-D(sens transversal)

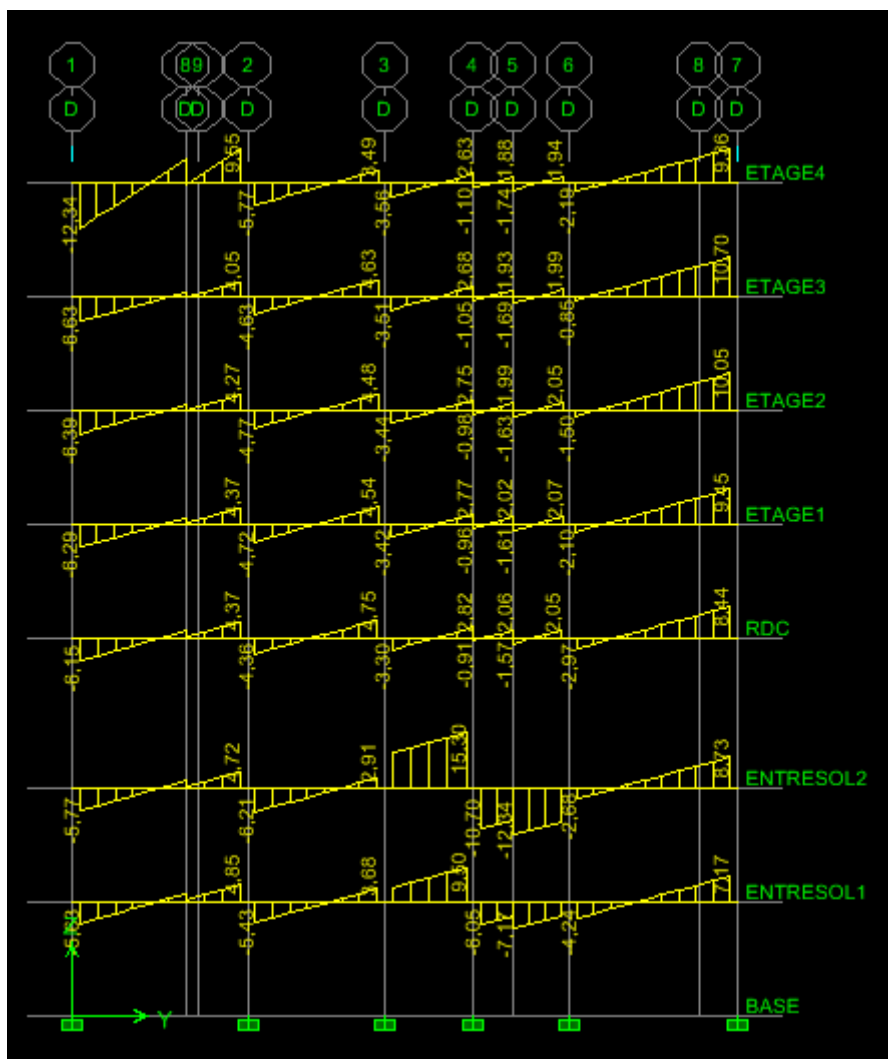


Diagramme des efforts tranchant 2.2 du portique D-D(sens transversal)

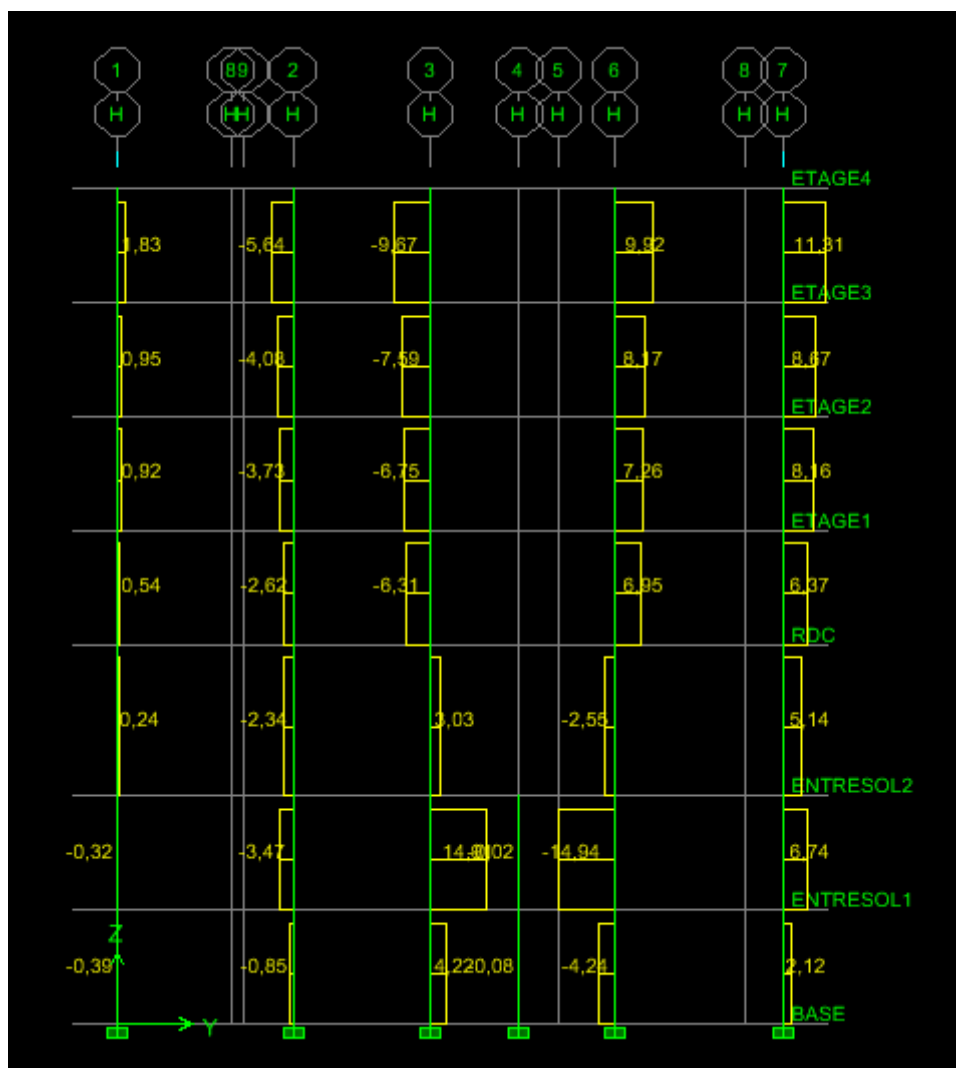


Diagramme des efforts tranchant 3.3 du portique H-H (sens transversal)

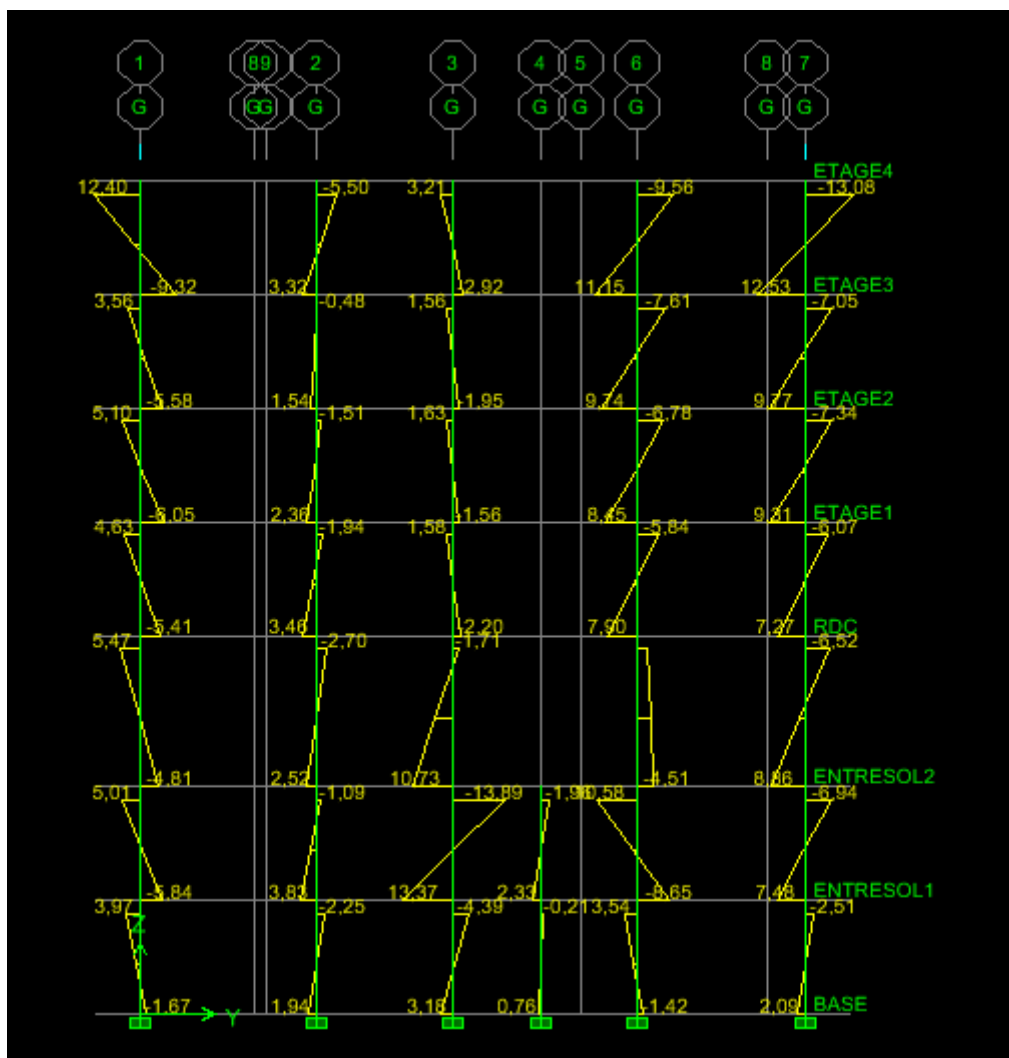


Diagramme des moments fléchissant (2-2) du portique G-G (sens transversal)

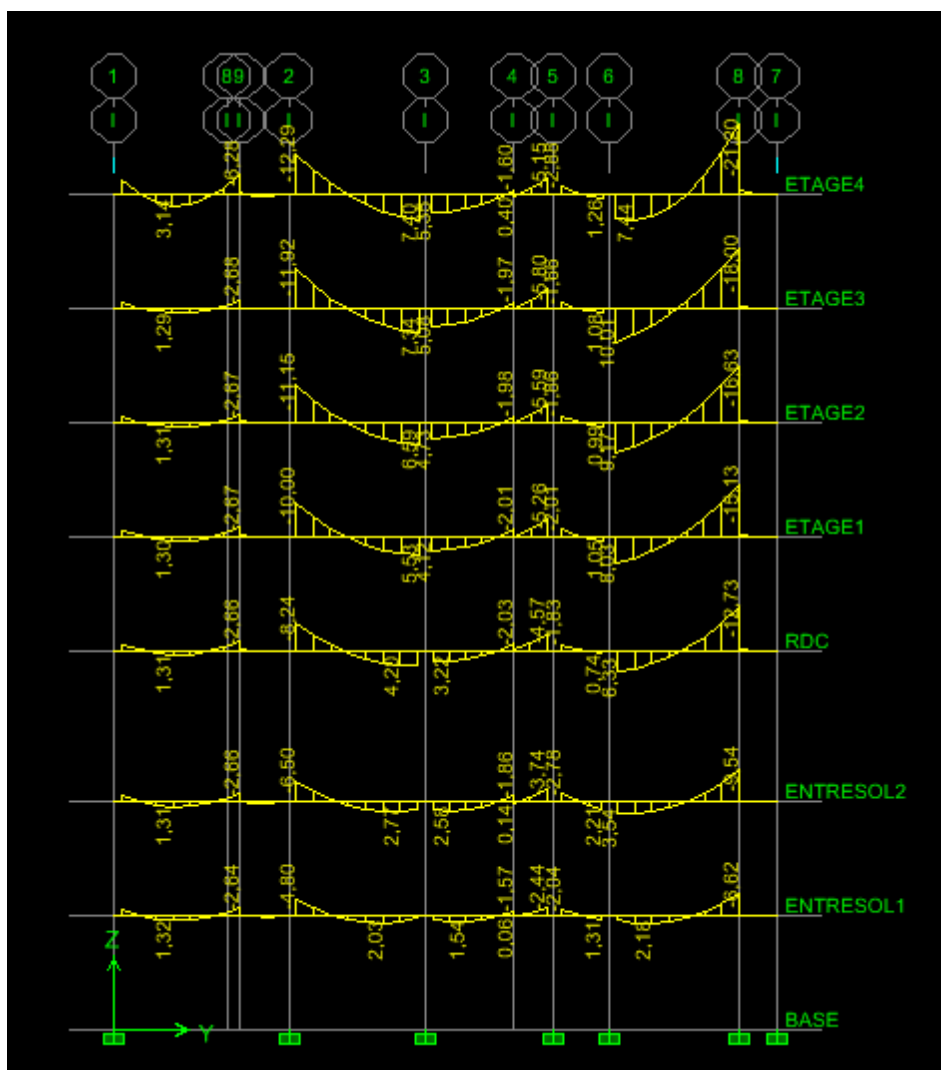
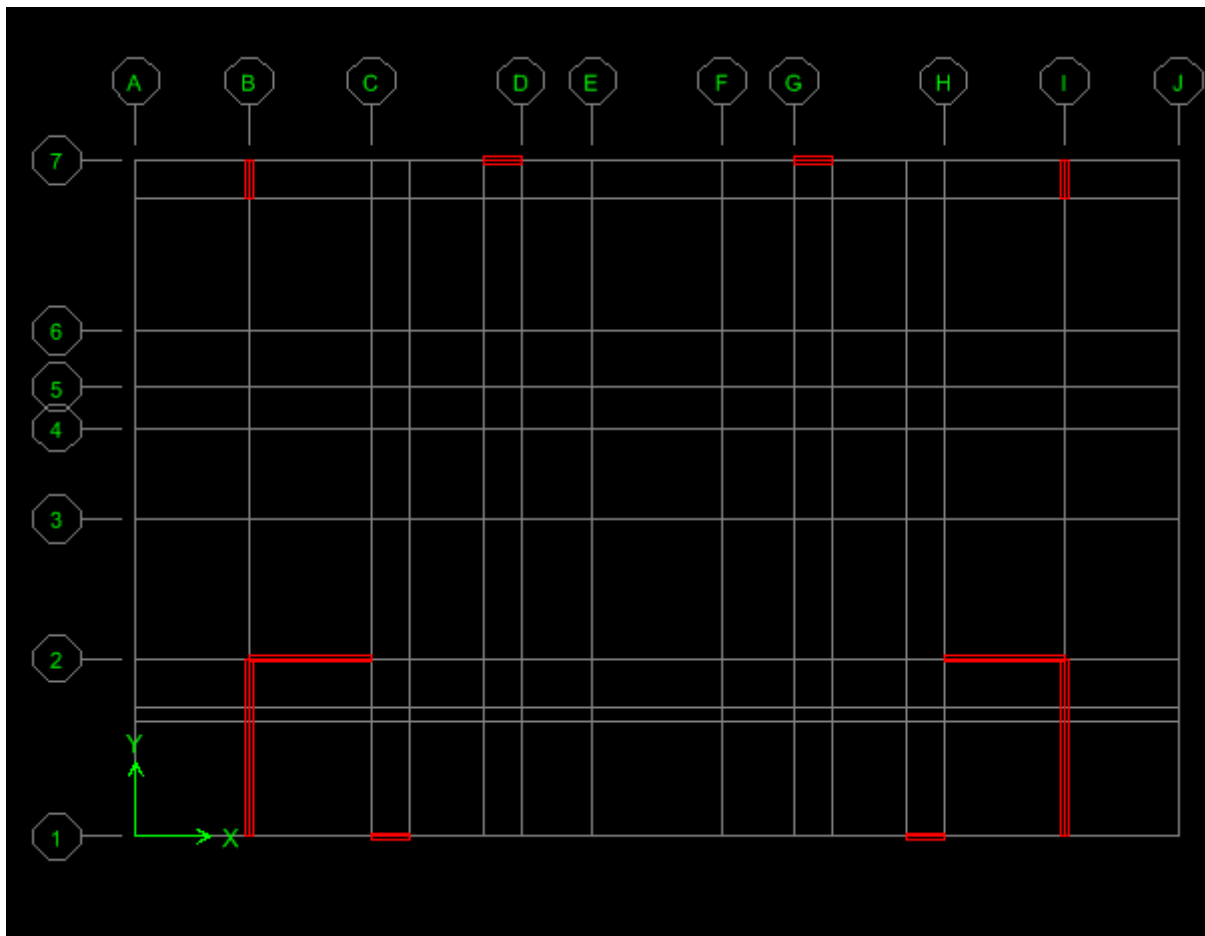


Diagramme des moments fléchissant (3-3) du portique I-I(sens transversal)

- Disposition des voiles :



Introduction :

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le Contreventement d'une structure est constitué de l'ensemble des éléments verticaux, Destinés à assurer la stabilité de la structure sous n'importe quelles sollicitations (séisme, vent, charges verticales)

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles Disposés dans deux sens longitudinale et transversale. Ce la nous amène alors à déterminer le % de l'effort sismique que reprend chaque élément (portique et voile), afin de définir le type De contreventement.

VI .1) Caractéristiques géométriques des portiques**VI.1.1) Calcul des rigidités linéaires des poteaux :**

$$*\text{poteau } K_{\text{pot}} = I_{\text{pot}}/hc$$

$$*\text{poutre } K_{\text{Pr}} = I_{\text{pr}}/lc$$

Avec : I_{pot} : Inertie de poteau considérée.

I_{pr} : Inertie de la poutre considérée.

h_c, l_c : Longueur de calcul des barres.

$$\text{poteau } h_c = \bar{h} + \frac{1}{2}e_p \leq h_0$$

$$\text{poutre } l_c = \bar{l} + \frac{1}{2}h_p \leq l_0$$

\bar{l} : Longueur entre nus des appuis.

\bar{h} : hauteur entre nus des appuis.

e_p : hauteur de poteau.

h_p : Hauteur de poutre.

l_0 : Longueur entre axe des poteaux.

h_0 : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs.

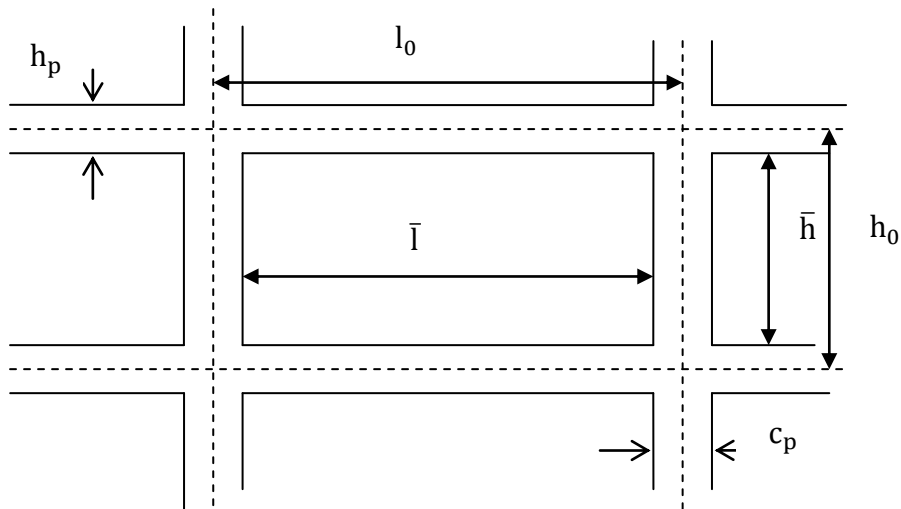


Figure VI.1 : Identification des paramètres

VI.1.2. Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques

A. Cas de l'étage courant

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{2K_{poteaux}}$$

Avec $\sum K_{poutre}$, la somme (des deux poutres supérieures encadrant le poteau et des deux poutres inférieures encadrant le poteau).

B. Cas du R.D.C.

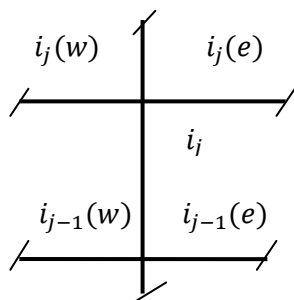
$$\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{K_{poteaux}}$$

Avec $\sum K_{poutre}$: la somme (des deux poutres supérieures encadrant le poteau).

VI.1.3. calcul des coefficients correcteurs « a j » :

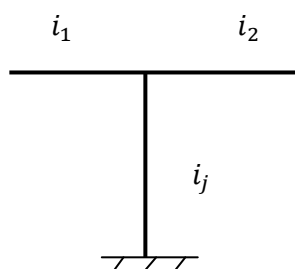
Les coefficients a_j sont donnés par MUTO en fonction de la position du poteau et de son inertie.

a)



$$a_j = \frac{\bar{K}_j}{2 + \bar{K}_j} \text{ Avec } \bar{K}_j = \frac{\sum i_{\text{poutre}}}{2i_{\text{poteau}}}$$

b)



$$a_j = \frac{0,5 + \bar{K}_j}{2 + \bar{K}_j} \text{ Avec } \bar{K}_j = \frac{i_1 + i_2}{i_{\text{poteau}}}$$

VI.1.4 Calcule des rigidités des poteaux par niveau dan les deux sens :

-niveau courant : $r_j = a_j \cdot k_p \cdot \frac{12E}{h_c^2}$

-niveau RDC : poteau encastré à sa base: $r_j = a_j \cdot k_p \cdot \frac{12E}{h_c^2}$

Poteau articulé à sa base $r_j = a_j \cdot k_p \cdot \frac{3E}{h_c^2}$

E : module de déformation du béton. Pour un ciment CPJ42.5 dosé à 350 Kg/m³ et pour des Charges de courte durée d'application on a $E=3,216 \times 10^5$ daN/cm².

VI.1.5. Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens :

$$R_j = \frac{12E}{h_c^2} \cdot \sum a_j \cdot K_p$$

Les résultats de calcul obtenus par les différentes formules sont donnés dans les tableaux Ci après.

- Calcule des rigidités linéaires :

• Calcule des rigidités linéaires des poutres :

Les rigidités linéaires des poutres sens longitudinal						
Niv	Travée	\bar{l} (cm)	hp(cm)	Lc(cm)	Ipout (cm ⁴)	Kpout (cm ³)
1.2.3.4	1-2	265,00	30,00	280,00	56250	200,89
	2-3	285,00		300,00		187,5
	3-4	360,00		375,00		150,00
	4-5	155,00		170,00		330,88
	5-6	305,00		320,00		175,78
	6-7	155,00		170,00		330,88
	7-8	360,00		375,00		150,00
	8-9	285,00		300,00		187,5
	9-10	265,00		280,00		200,89
	RDC	1-2		260,00		30,00
2-3		280,00	295,00	190,67		
3-4		355,00	370,00	152,02		
4-5		150,00	165,00	340,91		
5-6		300,00	315,00	178,57		
6-7		150,00	165,00	340,91		
7-8		355,00	370,00	152,02		
8-9		280,00	295,00	190,67		
9-10		260,00	275,00	204,54		
-1, -2		1-2	260,00	30,00	275,00	
	2-3	280,00	295,00		190,67	
	3-4	355,00	370,00		152,02	
	4-5	150,00	165,00		340,91	
	5-6	300,00	315,00		178,57	
	6-7	150,00	165,00		340,91	
	7-8	355,00	370,00		152,02	
	8-9	280,00	295,00		190,67	
	9-10	260,00	275,00		204,54	

Les rigidités linéaires des poutres sens transversal						
Niv	Travée	\bar{l} (cm)	hp(cm)	Lc(cm)	Ipout (cm ⁴)	Kpout (cm ³)
1.2.3.4	A-B	415,00	35,00	432,50	89322,92	206,53
	B-C	115,00		132,50		674,13
	C-D	312,00		329,50		271,09
	D-E	332,50		350,00		255,21
	E-F	435,00		452,50		197,40
RDC	A-B	410,00	35,00	427,50	89322,92	208,94
	B-C	110,00		127,50		700,57
	C-D	307,00		324,50		275,26
	D-E	327,50		345,00		258,90
	E-F	430,00		447,50		199,60
-1, -2	A-B	410,00	35,00	427,50	89322,92	208,94
	B-C	110,00		127,50		700,57
	C-D	307,00		324,50		275,26
	D-E	327,50		345,00		258,90
	E-F	430,00		447,50		199,60

• Calcule des rigidités linéaires des poteaux :

Les rigidités linéaire des poteau (sens longitudinal)						
Niv	poteau	\bar{h} (cm)	ep (cm)	hc (cm)	I pot (cm ⁴)	Kpot (cm ³)
1,2,3,4	1	276,00	35,00	293,50	125052,08	426,07
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
	8					
	9					
	10					
RDC	1	276,00	40,00	296,00	213333,33	720,72
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
	8					
	9					
	10					
-2	1	276,00	40,00	296,00	213333,33	720,72
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
	8					
	9					
	10					
-1	1	378,00	40,00	398,00	213333,33	536,01
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
	8					
	9					
	10					

Les rigidités linéaire des poteau (sens transversal)						
Niv	poteau	\bar{h} (cm)	ep (cm)	hc (cm)	I pot (cm ⁴)	Kpot (cm ³)
1, 2, 3, 4	A	271,00	35,00	288,50	125052,08	433,46
	B					
	C					
	D					
	E					
	F					
RDC,	A	271,00	40,00	291,00	213333,33	733,10
	B					
	C					
	D					
	E					
	F					
-2	A	271,00	40,00	291,00	213333,33	733,10
	B					
	C					
	D					
	E					
	F					
-1	A	373,00	40,00	393,00	213333,33	542,8
	B					
	C					
	D					
	E					
	F					

▪ Calcul des coefficients correcteurs :

Les rigidités des portiques (sens transversal)						
Niv	poteau	Kpot	\bar{K}_j	Ipot	aj	Rj ^{portique}
2, 3, 4	A	433,46	0.476	125052,08	0.192	4125,165
	B		2.032		0.504	
	C		2.181		0.522	
	D		1.214		0.378	
	E		1.044		0.343	
	F		0.455		0.185	
1	A	433,46	0.479	125052,08	0.193	4148,47
	B		2.065		0.508	
	C		2.216		0.526	
	D		1.223		0.379	
	E		1.051		0.344	
	F		0.458		0.186	
RDC	A	733,10	0.285	213333,33	0.343	8697,99
	B		1.241		0.537	
	C		1.331		0.550	
	D		0.729		0.450	
	E		0.625		0.428	
	F		0.272		0.340	
-1.	A	733,10	0.285	213333,33	0.125	5032,22
	B		1.241		0.383	
	C		1.331		0.399	
	D		0.729		0.267	
	E		0.625		0.238	
	F		0.272		0.120	
-2	A	542,83	0.385	213333,33	0,161	5151,43
	B		1.675		0,702	
	C		1.797		0,473	
	D		0.984		0,330	
	E		0.845		0,297	
	F		0.368		0,155	

Les rigidités des portiques (sens longitudinal)						
Niv	poteau	Kpot	\bar{K}_j	Ipot	aj	Rj ^{portique}
2, 3, 4	1	426,07	0,471	125052,08	0,191	5811,17
	2		0,911		0,313	
	3		0,792		0,284	
	4		1,129		0,361	
	5		1,189		0,373	
	6		1,189		0,373	
	7		1,129		0,361	
	8		0,792		0,284	
	9		0,911		0,313	
	10		0,471		0,191	
1	1	426,07	0,476	125052,08	0,192	5849,35
	2		0,919		0,315	
	3		0,798		0,285	
	4		1,143		0,364	
	5		1,204		0,376	
	6		1,204		0,376	
	7		1,143		0,364	
	8		0,798		0,285	
	9		0,919		0,315	
	10		0,476		0,192	
RDC	1	720,72	0,284	213333,33	0,343	7157,94
	2		0,548		0,411	
	3		0,475		0,394	
	4		0,684		0,441	
	5		0,721		0,449	
	6		0,721		0,449	
	7		0,684		0,441	
	8		0,475		0,394	
	9		0,548		0,441	
	10		0,284		0,343	
-2	1	720,72	0,284	213333,33	0,124	3728,75
	2		0,548		0,215	
	3		0,475		0,192	
	4		0,684		0,255	
	5		0,721		0,265	
	6		0,721		0,265	
	7		0,684		0,255	
	8		0,475		0,192	
	9		0,548		0,215	
	10		0,284		0,124	
-1	1	720,72	0,381	213333,33	0,160	3427,08
	2		0,737		0,269	
	3		0,639		0,242	
	4		0,920		0,315	
	5		0,969		0,326	
	6		0,969		0,326	
	7		0,920		0,315	
	8		0,639		0,242	
	9		0,737		0,269	
	10		0,381		0,160	

VI.2) Caractéristiques géométriques des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

VI.2.1 Etude des refends :

Dans notre structure on a que des refends pleins.

a- Calcul des inerties :

*refends transversal :

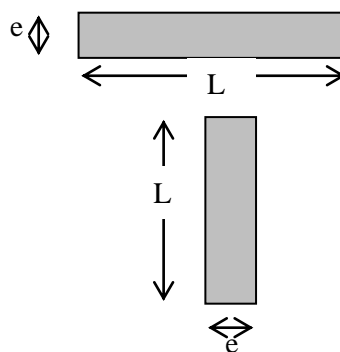
$$I_y = L \cdot e^3 / 12 = 0$$

$$I_x = e \cdot L^3 / 12.$$

*refends longitudinal:

$$I_y = e \cdot L^3 / 12$$

$$I_x = L \cdot e^3 / 12 = 0$$



Rigidités des voiles (sens transversal)					
Voile	L (m)	ep (m)	I_x (m ⁴)	Nombre de voile	$I_{x_{total}}$ (m ⁴)
VT1	4,30	0,20	1,325	14	18,55
VT2	1,00		0,016	14	0,224
					$I_x = 18,774$

Rigidités des voiles (sens longitudinal)					
Voile	L (m)	ep (m)	I_y (m ⁴)	Nombre de voile	$I_{x_{total}}$ (m ⁴)
VL1	2,80	0,20	0,366	14	5,124
VL2	1,00		0,017	14	0,238
VL3	1,00		0,017	14	0,238
					$I_y = 5,6$

VI.2.2) calcul des Rigidités des voiles :

*Dans le sens (X-X') : $r_{vx} = \frac{12.EI_x}{he^3}$

*Dans le sens (Y-Y') : $r_{vy} = \frac{12.EI_y}{he^3}$

Avec :

he : hauteur d'étage.

I_x, I_y : inertie des voiles transversaux et longitudinaux.

Rigidités des voiles (sens transversal)						
Niv	Voile	he (m)	E .10 ³	I _x (m ⁴)	rvx	ΣRvx(KN/m)
1, 2, 3, 4	VT1	3,06	32164,2	10,6	142789274,1	144513521,9
	VT 2			0,128	1724247,84	
RDC -2	VT1	3,06		5,3	71394637,06	72256760,98
	VT2			0,064	862123,92	
-1	VT1	4,08		2,65	15059806,25	15241660,51
	VT2			0,032	181854,26	

Rigidités des voiles (sens longitudinal)						
Niv	Voile	he (m)	E .10 ³	I _y (m ⁴)	rvy	ΣRvy(KN/m)
1, 2, 3, 4	VL1	3,06	32164,2	2,928	39442169,3	43106195,96
	VL2			0,136	1832013,33	
	VL3			0,136	1832013,33	
RDC et entre sol2	VL1	3,06		1,464	19721084,65	21553097,97
	VL2			0,068	916006,66	
	VL3			0,068	916006,66	
Entre sol 1	VL1	4,08	0,732	4159916,29	4546356,59	
	VL2		0,034	193220,15		
	VL3		0,034	193220,15		

VI.3) Calcul des inerties fictives des portiques :

Pour déterminer les pourcentages d'effort repris par chaque élément de Contreventement portique et voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques. Pour cela, nous utiliserons la méthode des approximations successives.

VI.3.1) Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à $1[m^4]$, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

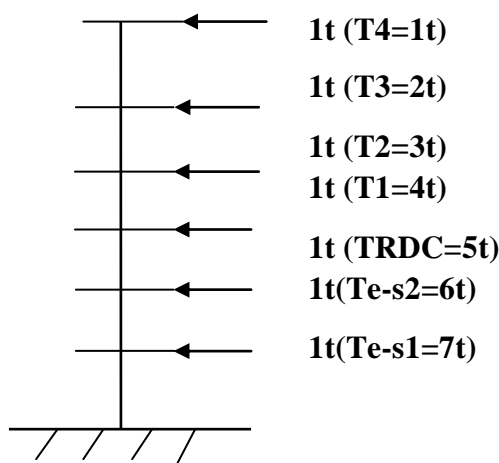


Figure VI. 2 : Système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

VI.3.2. Calcul des flèches dans les refends par la méthode du moment des aires :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I = 1 \text{ [m}^4\text{]}$, soumis au même système de Forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la Méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la Série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et Délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), ci dessus est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

Avec :

S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

b_i, b_{i+1} : Longueur horizontale du trapèze.

h : hauteur du trapèze.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

Le centre de gravite d'un trapèze a sa petite base est :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3(b_i + b_{i+1})}$$

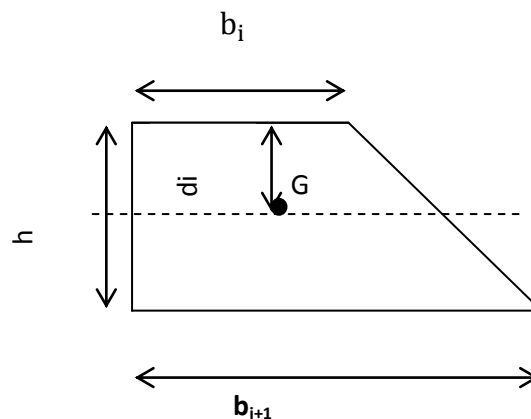


Figure VI-3.1 : Diagramme des moments des aires

Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux :

Niv	h (m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	d_i (m)	S_i (m ²)	$d_i \times S_i$ (m ³)	$F_i * EI$
4	3,06	3,06	0	2,04	4,681	9,642	11548,21
3	3,06	9,18	3,06	1,785	18,727	33,43	8897,33
2	3,06	18,42	9,18	1,684	42,228	71,11	6800,37
1	3,06	30,6	18,42	1,657	75,00	124,275	4621,44
RDC	3,06	45,9	30,6	2,176	156,06	339,59	2918,09
Enter sol 1	3,06	65,28	45,9	1,619	170,10	275,39	1351,24
Enter sol 2	4,08	85,68	65,28	1,598	230,968	369,08	369,08

$$f_1 = \frac{s_1 d_1}{EI} \Rightarrow f_1 = 369,08$$

$$f_2 = \frac{s_1(d_1+h_1)+s_2 d_2}{EI} \Rightarrow f_2 = 1351,24$$

$$f_3 = \frac{s_1(d_1+h_1+h_2)+s_2(d_2+h_2)+s_3 d_3}{EI} \Rightarrow f_3 = 2918,09$$

$$f_4 = 4621,44 \quad ; \quad f_5 = 6800,37 \quad ; \quad f_6 = 8897,33 \quad ; \quad f_7 = 11548,21$$

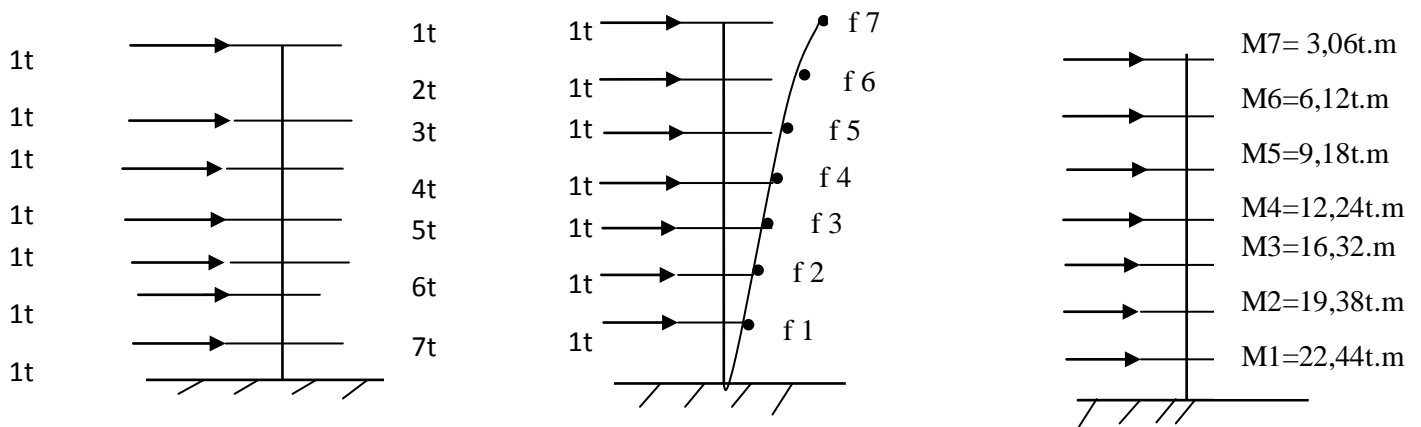


Figure VI.3.2 : Schématisation de la flèche

VI.4) Calcul des déplacements des portiques :

$$\Delta_n = E\Psi_n \cdot h$$

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum KP_n} + \frac{E_{\theta_n} E_{\theta(n-1)}}{2}$$

Avec :

h : hauteur d'étage.

E : module de YOUNG de béton.

$\theta_n, \theta_{(n-1)}$: Rotation d'étage.

n : étage.

Pour le 1^{er} niveau on a un encastrement: $E_{\theta i} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n + 2 \sum KP_n}$

Pour les niveaux courants articulés : $E_{\theta i} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n}$

Kt_n : Raideur des poutres par niveau.

KP_n : Raideur des poteaux par niveau

$$M_n = h \cdot T_n$$

VI.5) Inertie fictive des portiques :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{avec} \quad D_n = \sum \Delta_n$$

Avec :

I_{en} : Inertie fictive de portique au niveau i.

f_n : Flèche du refend au même niveau i.

D_n : Déplacement du portique au niveau i.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

« Dans le sens transversale »											
NIV	H	$\sum K_t$	$\sum K_p$	M_n	M_{n-1}	E_θ	$E\Psi$	$Ei\Delta$	$\sum E\Delta_i$	El.fi	$I_{e,i}$
4	3,06	0,0113	0,0190	3,06	0,00	11,28	35,99	110,13	2656,35	11548,21	4,34
3	3,06			6,12	3,06	33,85	71,98	220,26	2546,22	8897,33	3,49
2	3,06			9,18	6,12	56,42	107,96	330,36	2325,96	6800,37	2,92
1	3,06			12,24	9,18	78,98	145,83	446,24	1995,6	4621,44	2,31
RDC	3,06		0,0396	19,38	16,32	131,64	165,99	507,93	832,28	1351,24	1,62
-2	3,06			22,24	19,38	118,78	106,19	324,94	324,94	369,08	1,21
-1	4,08		0,0238	16,32	12,24	105,31	175,62	716,53	1549,36	2918,09	1,88

Avec :

$$\sum kt_n = \sum \frac{I_{poutre}}{L} \quad et \quad \sum k_p = \sum \frac{I_{pot}}{h}$$

« Dans le sens longitudinal »											
NIV	H	$\sum K_t$	$\sum K_p$	M_n	M_{n-1}	E_θ	$E\Psi$	$Ei\Delta$	$\sum E\Delta_i$	El.fi	$I_{e,i}$
4	3,06	0,014	0,0190	3,06	0,00	9,11	31,64	96,82	2333,24	11548,21	4,94
3	3,06			6,12	3,06	27,32	63,27	193,61	2236,42	8897,33	3,97
2	3,06			9,18	6,12	45,54	94,91	290,42	2042,82	6800,37	3,32
1	3,06			12,24	9,18	63,75	128,06	391,86	1752,4	4621,44	2,63
RDC	3,06		0,0396	22,24	19,38	100,24	96,92	296,57	296,7	369,08	1,24
-2	3,06		0,0396	19,38	16,32	106,25	144,03	440,73	737,3	1351,24	1,83
-1	4,08		0,0238	16,32	12,24	85,00	152,77	623,30	1360,6	2918,09	2,14

Sens transversal	Niv	$I_{ex}(m^4)$	$I_{moy}(m^4)$	Sens longitudinal	Niv	$I_{ey}(m^4)$	$I_{moy}(m^4)$
	4	4,34	2,68		4	4,94	2,87
	3	3,49			3	3,97	
	2	2,92			2	3,32	
	1	2,31			1	2,63	
	RDC	1,88			RDC	2,14	
	-1	1,62			-1	1,83	
	-2	1,21			-2	1,24	

VI.6) : L'inertie moyenne des portiques :

***Interprétation des résultats**

1. Sens transversal

L'inertie des portiques: $I_{portique} = 0,89m^4$

L'inertie des voiles : $I_v = 18,77m^4$

L'inertie de l'ensemble : $I = 19,66 m^4$

Pourcentage de l'inertie des portiques /l'ensemble : 4,53 %

Pourcentage de l'inertie des voiles /l'ensemble : 95,47%

2. Sens longitudinal

L'inertie des portiques : $I_{portique} = 0,89m^4$

L'inertie des voiles : $I_v = 5,6m^4$

L'inertie de l'ensemble : $I = 6,49m^4$

Pourcentage de l'inertie des portiques par rapport à l'ensemble : 13,71%

Pourcentage de l'inertie des voiles par rapport à l'ensemble : 86,29%

Conclusion :

On constate que :

L'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre au moins 80% des sollicitations dues aux charges horizontales).D'après le RPA, le système de contreventement est de catégorie 4b : portique contreventé par des voiles « R=4 »

VII.1. Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- a) $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- b) $G + Q$: à L'ELS.
- c) $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- d) $0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

VII.2. Recommandations du RPA99 :**1. Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section.

- Poutre principales : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$.
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 25 = 35 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$$A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 25 = 52.5 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

2. Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 S_t . b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes : Soit

A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$.

M_u : Moment supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b}, \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Si $\mu_b \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que

les aciers tendus alors : $A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

Si $\mu_b \geq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

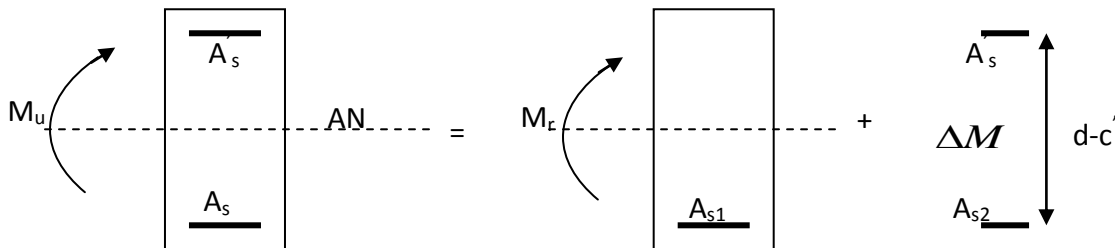
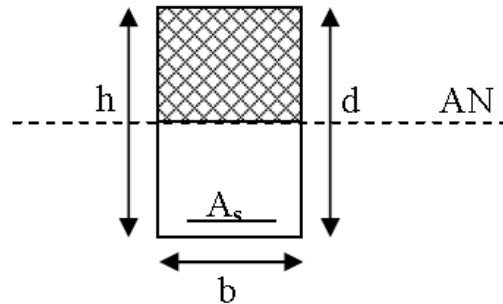
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$

Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4M_u$ (Art BAEL B.6.6, 1).

4. Vérification à l'ELS : Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

• **Etat limite de résistance de béton :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$.

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

(A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul: $\rho_1 = \frac{100A_{adopt}}{b_0 \cdot d}$.

$\rho_1 \beta_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} k_1$.

5. Vérification du BAEL 91 : Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

- Condition de non fragilité : $A_{\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

- Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \quad \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec

τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

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

V_u^{\max} : Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_s} f_{c28}, 5MPa\right) = 3.33MPa. \text{ (Fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

- Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 99 Art 521) :

- Influence sur le béton :

$$V_u \leq 0.267 \times 0.9d \times b \times f_{c28}$$

- Influence sur les armatures :

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

6. **Etat limite de déformation** : Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}$. avec L : portée de la travée entre nu d'appuis.

2) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$. M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{F_e}$. M_0 : Moment isostatique.

A : section d'armatures tendues.

VII.3. Ferrailage des poutres principales à L'ELU :

➤ En travée

niv	M_t^{\max} (KN.M)	μ	β	OBS	$A_s \text{ cm}^2$	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$	Ferrailage
1	23,49	0,065	0,966	SSA	2,18	4.37	8,01	3HA14+3HA12
2	24,64	0,068	0,965	SSA	2,29		8,01	3HA14+3HA12
3	29,72	0,082	0,957	SSA	2,79		8,01	3HA14+3HA12
4	29,25	0,080	0,958	SSA	2,74		8,01	3HA14+3HA12
5	29,69	0,081	0,957	SSA	2,78		8,01	3HA14+3HA12
6	28,85	0,079	0,968	SSA	2,68		8,01	3HA14+3HA12
7	74,47	0,020	0,990	SSA	6,75		8,01	3HA14+3HA12

Tableau VII.1 : Ferrailage des poutres principales en travée.

➤ Aux appuis :

Niv	M_a^{\max} (KN.m)	μ	β	OBS	$A_{s \text{ cm}^2}$	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$	Ferrailages
1	40,38	0,111	0,941	SSA	3,85	4.37	8,01	3HA14+3HA12
2	41,35	0,114	0,939	SSA	3,95		8,01	3HA14+3HA12
3	41,98	0,115	0,938	SSA	4,02		8,01	3HA14+3HA12
4	44,52	0,122	0,935	SSA	4,27		8,01	3HA14+3HA12
5	45,10	0,124	0,934	SSA	4,34		8,01	3HA14+3HA12
6	45,26	0,124	0,934	SSA	4,35		8,01	3HA14+3HA12
7	59,66	0,164	0,910	SSA	5,89		8,01	3HA14+3HA12

Tableau VII.2 : Ferrailage des poutres principales en appuis.

VII.4. Ferrailage des poutres secondaires à L'ELU :

➤ en travée :

niv	M_t^{\max} (KN.M)	μ	β	OBS	$A_s \text{ cm}^2$	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$	Ferrailages
1	8,08	0,031	0,984	SSA	0,87	3.75	6,88	3HA14+2HA12
2	8,08	0,031	0,984	SSA	0,87		6,88	3HA14+2HA12
3	8,08	0,031	0,984	SSA	0,87		6,88	3HA14+2HA12
4	8,08	0,031	0,984	SSA	0,87		6,88	3HA14+2HA12
5	8,08	0,031	0,984	SSA	0,87		6,88	3HA14+2HA12
6	8,08	0,031	0,984	SSA	0,87		6,88	3HA14+2HA12
7	20,72	0,080	0,958	SSA	2,30		6,88	3HA14+2HA12

Tableau VII.3 : Ferrailage des poutres secondaires en travées

➤ **aux appuis :**

Niv	M_a^{\max} (KN .M)	μ	β	OBS	A_s	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$	Ferrailages
1	6,35	0,024	0,988	SSA	0,68	3.75	6,88	3HA14+2HA12
2	8,09	0,031	0,984	SSA	0,87		6,88	3HA14+2HA12
3	9,63	0,037	0,981	SSA	1,04		6,88	3HA14+2HA12
4	11,89	0,046	0,976	SSA	1,30		6,88	3HA14+2HA12
5	13,57	0,052	0,973	SSA	1,48		6,88	3HA14+2HA12
6	15,80	0,061	0,968	SSA	1,74		6,88	3HA14+2HA12
7	21,56	0,083	0,957	SSA	2,40		6,88	3HA14+2HA12

Tableau VII.4 : Ferrailage des poutres secondaires en appuis.

VII.5. Vérification de BAEL 99 :

VII.5 .1.Vérification de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min}$$

Pour les poutres principales (35×25) :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{cm}^2.$$

Pour les poutres secondaires (25×30)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{cm}^2.$$

⇒ La condition de non fragilité est vérifiée.

VII.5.2. Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres}$$

➤ **Sens principale :**

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1.2) = 24,49 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{53,54 \times 10}{0.9 \times 32 \times 24,49} = 0,76 \text{MPa}.$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} > 0,76 \text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Sens secondaire :**

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1.2) = 24.49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{23,38 \times 10}{0.9 \times 27 \times 24,49} = 0,39 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0,39 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

VII.5.3. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa. (Fissuration peu nuisible)} \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

➤ **Sens principale :**

$$V_u = T_{\max} = 53,54 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors } \tau_u = \frac{53,54 \times 10}{25 \times 32} = 0,67 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u = T_{\max} = 23,38 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{23,38 \times 10}{25 \times 27} = 0,35 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

a) **Influence sur le béton :**

$$\text{Il faut vérifier que : } V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

➤ **Sens principale :**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 32 \times 25 \times \frac{25}{1.5} = 480 \text{ KN.}$$

$$V_u = 53,54 \leq 480 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 27 \times 25 \times \frac{25}{1.5} = 405 \text{ KN.}$$

$$V_u = 90,86 \leq 405 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Influence sur les armatures :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

Avec : μ en valeur algébrique.

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 53,54 - \frac{74,47}{0.9 \times 0.32} = -205,01 < 0$

- Pour les poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 23,38 - \frac{21,56}{0.9 \times 0.27} = -65,34 < 0$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

VII.5.5. Etat limite de fissuration (la flèche) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites

a) Sens principale :

1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{470} = 0.074 > 0.0625 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

($L_{\max}=470\text{cm}$ et $h=35\text{cm}$)

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$; $0.074 > \frac{74,47}{10 \times 12,04} = 0.62 \Rightarrow$ Condition *non* vérifiée.

3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{25 \times 32} = 0.0100 < 0.0105 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Sens secondaire :

1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}$; $\frac{30}{395} = 0.076 > 0.0625 \Rightarrow$ condition vérifiée.

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$; $0.09 < \frac{20,72}{10 \times 8,50} = 0.24 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,88}{25 \times 27} = 0.0101 < 0.0105 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Vu que la condition (2) dans les poutres principale n'est pas vérifiée, alors on doit passer par La vérification de la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. BAEL99 (A.6.5.2)

- **Sens secondaire :** $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.95}{500} = 0.0079\text{m}$

VII.5.6. Etat limite de fissuration (la flèche) :

La valeur de la flèche sera extraite de logiciel ETABS, selon les deux sens BAEL 99 (Art .B.6.5.1)

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

➤ **Poutres principales :**

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

$$f_{etabs} = 0.047 \text{ cm} < 0.88 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok.}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{395}{500} = 0.79 \text{ cm}$$

$$f_{etabs} = 0.047 \text{ cm} < 0.79 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok.}$$

VII.6. Etat limite de résistance du béton en compression :

Il faut vérifier la compression dans le béton

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{adp}}{bd} \Rightarrow (\beta_1, \alpha_1) \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

a) Vérification du ferraillage des poutres principales en travée à l'ELS :

Niv	M _s	A _s	ρ ₁	β	α	K	σ _s	σ _{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
4	54,43	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	238,60	7,158	15	Vérifiée
3	20,67	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	90,61	2,718		Vérifiée
2	21,28	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	93,28	2,798		Vérifiée
1	20,97	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	91,92	2,757		Vérifiée
RDC	21,31	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	93,41	2,802		Vérifiée
Entre sol 2	19,83	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	86,93	2,607		Vérifiée
Entre sol 1	20,06	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	87,93	2,637		Vérifiée

- **Vérification du ferrailage des poutres principales en appuis à l'ELS :**

Niv	M_s	A_s	ρ_1	β	α	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
4	77,83	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	341,17	10,235	15	Vérifiée
3	32,46	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	142,29	4,268		Vérifiée
2	32,34	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	141,76	4,252		Vérifiée
1	31,88	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	139,75	4,192		Vérifiée
RDC	30,09	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	113,90	3,417		Vérifiée
Entre sol 2	29,64	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	129,93	3,897		Vérifiée
Entre sol 1	28,94	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	126,86	3,805		Vérifiée

- b) **Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS :**

Niv	M_s	A_s	ρ_1	β	α	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
4	15,13	6,88	0,554	0,889	0,333	0,03	91,62	2,748	15	Vérifiée
3	5,77	6,88	0,554	0,889	0,333	0,03	34,94	1,048		Vérifiée
2	5,77	6,88	0,554	0,889	0,333	0,03	34,94	1,048		Vérifiée
1	5,77	6,88	0,554	0,889	0,333	0,03	34,94	1,048		Vérifiée
RDC	5,77	6,88	0,554	0,889	0,333	0,03	34,94	1,048		Vérifiée
Entre sol 2	5,77	6,88	0,554	0,889	0,333	0,03	34,94	1,048		Vérifiée
Entre sol 1	5,77	6,88	0,554	0,889	0,333	0,03	34,94	1,048		Vérifiée

- **Vérification du ferrailage des poutres secondaires en appuis à l'ELS**

Niv	M_s	A_s	ρ_1	β	α	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
4	15,73	6,88	0,554	0,889	0,333	0,03	95,25	2,857	15	Vérifiée
3	10,26	6,88	0,554	0,889	0,333	0,03	62,13	1,863		Vérifiée
2	9,83	6,88	0,554	0,889	0,333	0,03	59,52	1,785		Vérifiée
1	8,60	6,88	0,554	0,889	0,333	0,03	52,08	1,562		Vérifiée
RDC	7,18	6,88	0,554	0,889	0,333	0,03	43,48	1,312		Vérifiée
Entre sol 2	5,74	6,88	0,554	0,889	0,333	0,03	34,76	1,042		Vérifiée
Entre sol 1	4,62	6,88	0,554	0,889	0,333	0,03	27,98	0,839		Vérifiée

VII.7. Vérification du RPA99 révisé 2003 :**VII.7.1. Espacement d'armatures :**➤ **Sens principale :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \cdot 1,2\right) = 8,75\text{cm} \quad \text{Soit à prendre } S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}.$$

➤ **Sens secondaire :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12\Phi_L\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2\right) = 7,5\text{cm} . \quad \text{Soit } S_t = 7\text{cm}.$$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm} \quad \text{soit } S_t = 15\text{cm}.$$

VI.7.2. Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{\text{lim}}; \frac{b}{10}\right)$$

➤ **Sens principal :**

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{35}{35}; \Phi_{\text{lim}}; \frac{25}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \leq \min(1; 1,2; 2,5) = 1,1\text{cm}$$

On prend: $\Phi_L = 8\text{mm}$

➤ **Sens secondaire :**

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{30}{35}; \Phi_{\text{lim}}; \frac{25}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \leq \min(0,86; 1,2; 2,5)$$

On prend: $\Phi_L = 8\text{mm}$

Soit un cadre et un étrier de $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$.

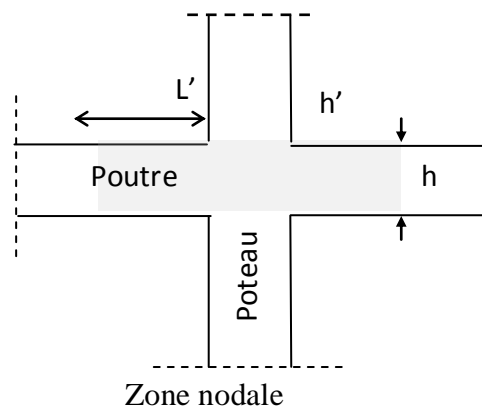
VI.7.3. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\text{min}} = 0,003 \times S_t \times b$$

➤ **Sens principal :**

$$A_t^{\text{min}} = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75\text{cm}^2$$



➤ **Sens secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} \dots \text{poutres principales.}$$

$$L = 2 \times 30 = 60 \text{ cm} \dots \text{poutres secondaires.}$$

❖ **Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL99]**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0,6 \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les } \phi 12 : l_s = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 14 : l_s = 49.38 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les barres à haute adhérence.

$$\text{Pour les } \emptyset 12 : l_s = 16.93 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \emptyset 14 : l_s = 19.75 \text{ cm}$$

VII.7.2. Disposition constructive :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VIII.1- Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$ \longrightarrow à l'ELU.
- $G+Q$ \longrightarrow à l'ELS.
- $G+Q\pm 1.2E$ \longrightarrow RPA99 révisé 2003.
- $0,8G\pm E$ \longrightarrow RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VIII.2- Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**1) Armatures longitudinales :**

D'après le RPA 2003(article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique IIa est limité par:

$$0,8\% \Rightarrow A_{min}=0.008(b \times h).$$

- RDC, entre sol 1 et 2 : (40x40) $\Rightarrow A_{min}= 0.008 (40 \times 40) = 12.8 \text{ cm}^2$.
- Etages (1.2.3.4) : (35x35) $\Rightarrow A_{min}= 0.008 (35 \times 35) = 9.8 \text{ cm}^2$.

- Leur pourcentage maximal sera de :

- **4% en zone courante (0.04×b×h).**

- RDC ; entresol 1 et 2 : (40x40) $\Rightarrow A_{min}= 0.04 (40 \times 40) = 64.00 \text{ cm}^2$.
- Etages (1.2.3.4) : (35x35) $\Rightarrow A_{min}= 0.04 (35 \times 35) = 49.00 \text{ cm}^2$.

- **6% en zone de recouvrement (0.06×b×h).**

- RDC ; entre sol 1 et 2 : (40x40) $\Rightarrow A_{min}= 0.06 (40 \times 40) = 96.00 \text{ cm}^2$.
- Etages (1.2.3.4) : (35x35) $\Rightarrow A_{min}= 0.06 (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$.

- Le diamètre minimum est de 12mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de: 40φ en zone IIa.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

- Les poteaux sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les

poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU. On passe ensuite aux vérifications à l'ELS. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

2) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

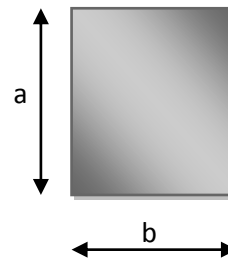
$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5. \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5. \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : la longueur de flambement des poteaux.

(a, b) : dimensions de la section droite du poteau.



Avec: $l_f = 0.7 \times h_0$

Par ailleurs la valeur maximale de l'espacement S_t est fixée comme suit:

- **dans la zone nodale :**
 $t \leq \min (10\Phi_1 ; 15\text{cm}) \dots\dots$ en zone IIa
- **dans la zone courante :**
 $t \leq 15\Phi \dots\dots$ en zone IIa

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots 0,3\%$

Si $\lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots 0.8\%$

Si $3 < \lambda_g < 5 \dots\dots\dots$ interpoler entre les valeurs limites précédente.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

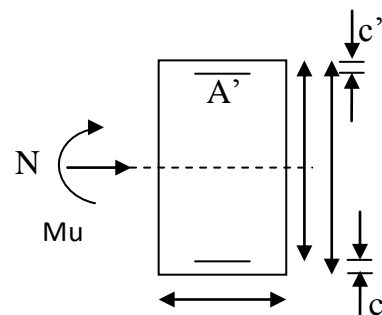
VIII.3- Exposé de la méthode de calcul :

Etape de calcul en flexion composée :

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

- calcul de centre de pression $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

Deux cas peuvent se présenter :



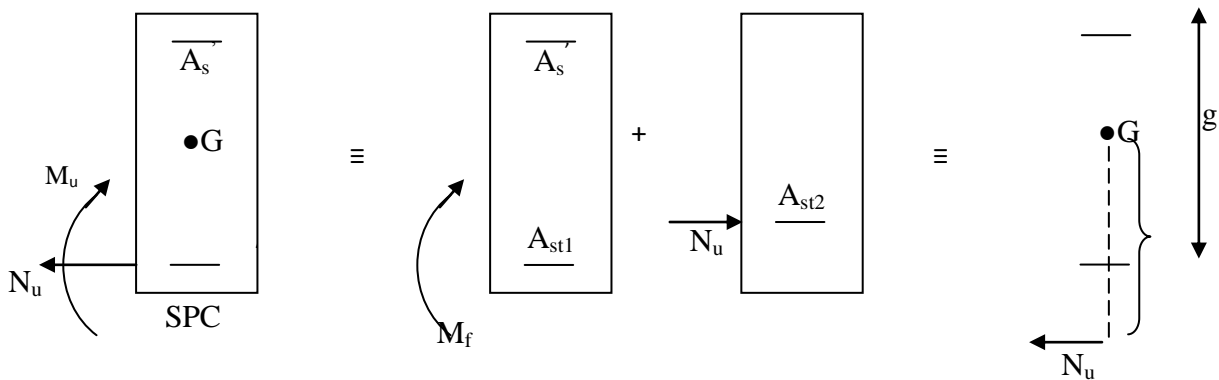
a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions est vérifiée :

- $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$
- $N_u(d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

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



En flexion simple la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si $\mu_1 < \mu_b = 0.392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M_f}{b d \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est $A_s = \frac{M_f}{b d \sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ si l'effort est positif.

Si A_s est négative $A_s \geq \max \left\{ b h / 1000, 0.23 b h f_{t28} / f_e \right\}$

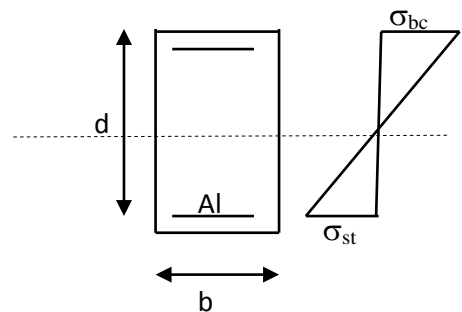
Si $\mu_1 > \mu_b = 0.392 \longrightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_r = M_1 b d^2 f_{bu} \quad \Delta M = M_f - M_{rA}$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.



$$A_l = \frac{M_r}{\beta \cdot d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec ; } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s' = A' \quad A_s = A_l - N_u / \sigma_s$

b) Section entièrement comprimée (SEC) : La section est entièrement comprimée si :

- $e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$
- $N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$

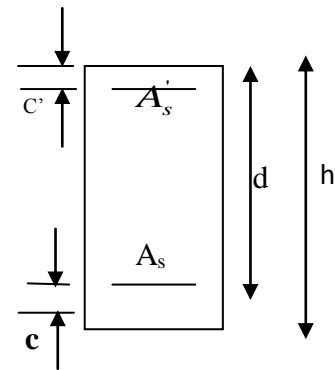
Deux cas peuvent se présenter :

1) Si $(0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_s = 0$$

Avec
$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



2) Si $N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Remarque : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

VIII.4 Vérification à l'ELS :

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier

➤ **état limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

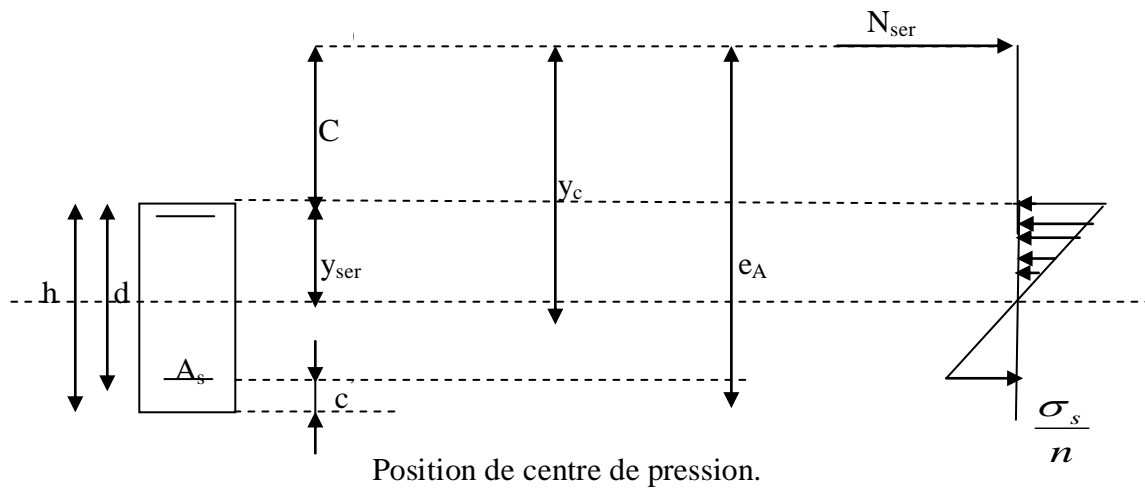
➤ **état limite de compression du béton : [BAEL 99 Art.4.5.2]**

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

❖ **Section partiellement comprimée :**



y_c : La distance de l'axe neutre au centre de pression (C_p) comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : La distance de centre de pression (C_p) à la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Si $N_{ser} < 0$: quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$C < 0$ si $e_A > d$ (C à l'extérieur de la section, voir la figure ci-dessus)

Si $N_{ser} > 0$

$C > 0$ si $e_A > d$ (C_p à l'intérieur de la section, voir la figure ci-dessus)

On pose $y_{ser} = y_c + c$; $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$\text{tq : } e_A = \frac{M_u}{N_u} + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A_s'}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c_p) \quad ; \quad q = -2c^3 - \frac{90A_s'}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ On calcul $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$; $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{30}\right)$ 2) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$ 3) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$;

Si $\Delta > 0 \longrightarrow$ alors il faut calculer : $Z = t^{1/3} \longrightarrow y_c = Z \times \frac{P}{3.Z}$

• **Calcul des contraintes :**

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.

H₂ : le béton tendu est négligé.

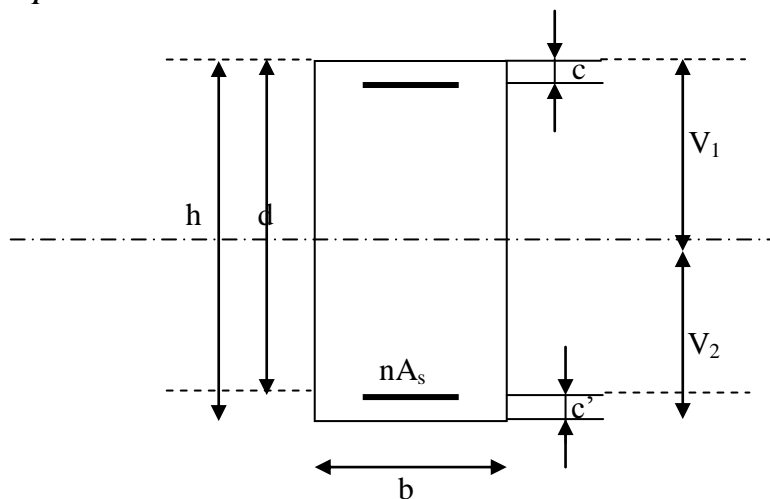
H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s \quad ; \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

• **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{V_1 \times N_s}{I} \times V_2 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c.à.d. la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $k = \frac{N_{ser} y_{ser}}{I} = tg \alpha$; $\sigma_b = nk(d - y_{ser})$ avec $n = 15$

il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ **Section entièrement comprimée :**

-La section totale homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

-Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - c')^2 - A'_s(N_1 - c')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression à l'ELS.

M_s : Moment fléchissant à l'ELS.

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible) .

VIII.5) Ferraillage des poteaux :

• **Les armatures longitudinales :**

Les résultats du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Niv	direction	N	N(Kn)	M(Kn.m)	OBS	A'(cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage
Etage : 1.2.3.4	X-X	N _{max}	54.601	-5.933	SET	1.39	0.18	9.8	4HA16+4HA14 Soit 14.19 cm ²
		N _{min}	-696.12	0.621	SEC	0	0		
		N _{cores}	-145.02	-36.295	SPC	1.34	0		
	Y-Y	N _{max}	54.601	2.703	SET	0.51	1.06		
		N _{min}	-696.12	-0.396	SEC	0	0		
		N _{cores}	-145.02	-36.295	SPC	1.34	0		
RDC Entre sol 1 Entre sol 2	X-X	N _{max}	24.727	-3.016	SET	0.61	0.1	12.8	4HA20+4HA16 Soit 20.60 cm ²
		N _{min}	-1032.47	-0.013	SEC	0	0		
		N _{cores}	-208.86	-67.218	SPC	2.61	0		
	Y-Y	N _{max}	24.727	1.622	SET	0.22	0.49		
		N _{min}	-1032.47	0.036	SEC	0	0		
		N _{cores}	-208.86	-67.218	SET	2.61	0		

POTEAUX 40X40

Sens xx : $\max (A_s', A_s) = 6.17 \text{ cm}^2$, on opte : 2 HA20+ 1 HA16 = 8,29 cm² posé symétriquement.

Sens yy : $\max (A_s', A_s) = 1.93 \text{ cm}^2$, on opte : 2 HA20+ 1 HA16 = 8,29 cm² posé symétriquement.

La section totale est de $4 \text{ HA20} + 4 \text{ HA16} = 20,60 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 12,8 \text{ cm}^2$.

POTEAUX 35X35

Sens xx : $\max (A_s', A_s) = 1.36 \text{ cm}^2$, on opte : 2 HA16+ 1 HA14 = 5,56 cm² posé symétriquement.

Sens yy : $\max (A_s', A_s) = 1.48 \text{ cm}^2$, on opte : 2 HA16+ 1 HA14 = 5,56 cm² posé symétriquement.

La section totale est de $4 \text{ HA16} + \text{HA14} = 14,19 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 9,8 \text{ cm}^2$.

VIII.6- Vérification à l'ELS :

Les résultats sont donnés à l'aide de logiciel SOCOTEC par le tableau suivant :

Pot	sens	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	$e_s(m)$	Nature	σ_b^{sup} (MPa)	σ_b^{inf} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s^{sup} (MPa)	σ_s^{inf} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs.
40x40	x-x	$N_{max}=17.738$	$M_{cor}=-2.168$	-0.122	SET	0	0	15	-111.8	-127.7	400	vérifiée
		$N_{min}=-746.55$	$M_{cor}=-0.009$	0.00001	SEC	4.67	4.67		—	—		vérifiée
		$N_{cor}=-194.53$	$M_{max}=-48.586$	0.249	SPC	0	11.10		—	0		vérifiée
	y-y	$N_{max}=17.738$	$M_{cor}=1.196$	0.067	SET	0	0	15	-102.8	-117.9	400	vérifiée
		$N_{min}=-746.55$	$M_{cor}=0.026$	-0.00003	SEC	4.67	4.66		—	—		vérifiée
		$N_{cor}=-194.53$	$M_{max}=-48.586$	0.249	SPC	0	11.1		—	0		vérifiée
35x35	x-x	$N_{max}=30.904$	$M_{cor}=-4.005$	-0.107	SET	0	0	15	-113.4	-167	400	vérifiée
		$N_{min}=-504.31$	$M_{cor}=0.453$	-0.0008	SEC	4.18	4.07		—	—		vérifiée
		$N_{cor}=-109.52$	$M_{max}=-26.29$	0.240	SPC	0	7.02		—	0		vérifiée
	y-y	$N_{max}=30.904$	$M_{cor}=1.949$	0.048	SET	0	0	15	-121.2	-151.8	400	vérifiée
		$N_{min}=-504.31$	$M_{cor}=-0.288$	0.0006	SEC	4.08	4.08		—	—		vérifiée
		$N_{cor}=-109.52$	$M_{max}=-26.29$	0.240	SPC	0	7.02		—	0		vérifiée

VIII.7- Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

➤ Calcul de l'élançement :

$$\text{L'élançement } \lambda_g \text{ est donné par la relation : } \lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{tq: } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f$$

Telle que : $l_f = 0.7 h_0$.

h: longueur libre du poteau.

h=408 cm pour le Poteau RDC,

h=306 cm pour les Poteaux de (étages courants et entre sol).

- Poteaux (40 × 40): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 408 = 24.73$
- Poteaux (35 × 35): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21,20$. remarque que $\lambda_g > 5$ donc $\rho_a = 2.5$

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \quad (\text{RPA 2003 Art 7.4.2.2})$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul

- h : hauteur totale de la section brute

- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- t : l'espacement des armatures transversales.

➤ Diamètre des aciers :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_t^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ On adopte 4HA8 = 2.01 cm^2

➤ Espacement des armatures :**✓ En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi^{\min}, 15 \text{ cm}) \implies S_t \leq \min(10 \times 1.4, 15) = 14 \text{ cm} \implies S_t = 10 \text{ cm}$$

❖ L'effort tranchant max :

$$V_u = 26.60 \text{ kN} \implies A_t = \frac{2.5 \times 26.60 \times 10^3 \times 10}{40 \times 400 \times 10^2} = 0.42 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$St' \leq 15\Phi^{\min} = 15 \times 1.4 = 21\text{cm} \longrightarrow St = 15\text{cm}$$

❖ L'effort tranchant max :

$$V_u = 26.60\text{KN} \Rightarrow A_t = \frac{2.5 \times 26.60 \times 10^3 \times 15}{40 \times 400 \times 10^2} = 0.62\text{cm}^2$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures :**

✓ **En zone nodale :**

-Poteau de (40×40) cm².....A_t = 0.3%×S_t×b = 0.003 × 10 × 40 = 1.2 cm²

-Poteau de (35×35) cm².....A_t = 0.3%×S_t×b = 0.003 × 10 × 35 = 1.05 cm²

✓ **En zone courante :**

-Poteau de (40×40) cm².....A_t = 0.3%×S_t'×b=0.003 × 15×40 = 1,80 cm²

- Poteau de (35×35) cm²A_t = 0.3%×S_t'×b = 0.003 × 15×35 =1,575cm²

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadre 4HA8=2,01cm²

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L = 40\Phi_{\max} = 40 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2xh \text{ Poteau}$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

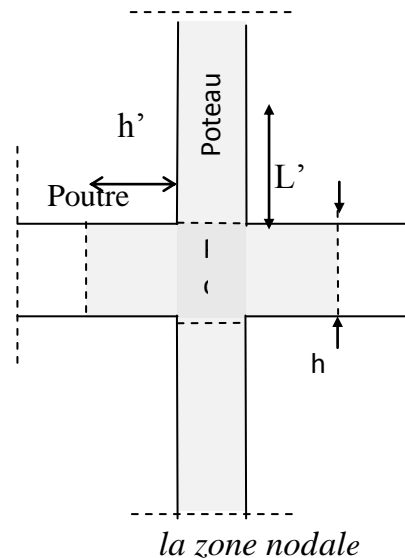
h : hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max \left\{ \frac{(408-35)}{6}; 40; 40; 60 \right\}$$

$$h' = \max \left\{ 62,16; 40; 40; 60 \right\} = 62.16 \text{ cm}$$



➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{26.60 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.18 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} > \tau_b = 0.18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IX-1-Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- Zone I : du l'entre sol 1 au RDC
- Zone II : du 1^{ère} étage au 4^{ème} niveau

IX-1-2-Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 99} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \quad \text{ELU} \\ G + Q \quad \text{ELS} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

1-Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } B : \text{section du béton.}$$

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est 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_t : longueur tendue.

L_c : la longueur de la zone comprimée ;

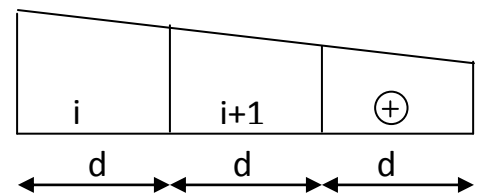
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{array} \right.$$



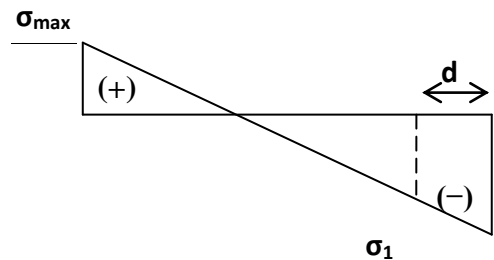
Avec :

e : épaisseur du voile

❖ **Section partiellement comprimée:**

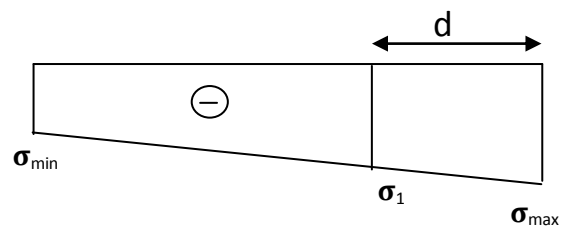
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



❖ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



2-Calcul des sections d'armatures verticales:

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier = 348 MPa

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 348 MPa

IX-1- 3-Armatures minimales :

- **Compression simple**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A .8.1; 21BAEL91 modifiés 99})$$

$$0,2\% \leq A_v = \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

- **Traction simple**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

IX- 1- 4- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

- D'après le BEAL 99 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

B : la section du béton

A_v : section d'armature du béton

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

IX-1- 5 - Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :

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.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

IX –1- 6- Armatures de coutures :(Art7.7.4.3 RPA 2003).

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V = 1.4 T$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

IX –1- 7- Armatures de Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

IX– 1-7-1- Disposition constructives :

- **Espacement** :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

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.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

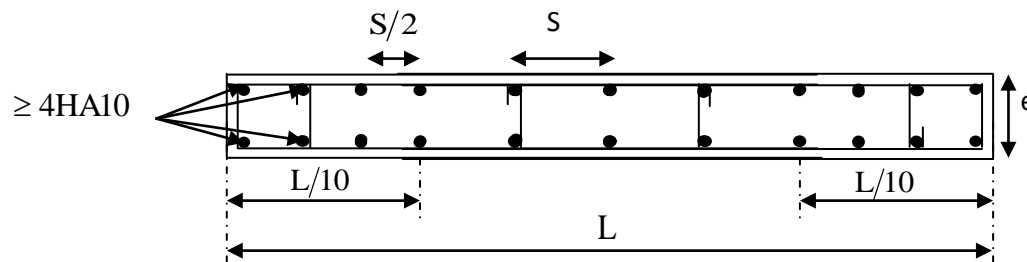


Figure IX: Disposition des armatures verticales dans les voiles

IX -2- Les vérifications :

IX-2-1 Vérification à l'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

IX-2-2- Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Et : } V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 99 :**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V = 1.4 \times V_{u, \text{calcul}}$$

Avec

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa} ; \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

❖ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale $V_{Li} = 2.80\text{m}$ sur la zone 1 ; SPC

1-) Caractéristiques géométriques

$$L = 2.80\text{m}, e = 0.2 \text{ m}; B = 0.56\text{m}^2$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0.36 \text{ m}^4$$

$$V = V' = \frac{1}{2} = 1.4 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 1057.21 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -1181.24 \text{KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ La section est partiellement comprimée (SPC)}$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1.32\text{m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 2.80 - 1.32 = 1.48\text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

a) Calcul de la longueur (d) :

$$\text{Avec } d \leq \min\left(\frac{h_c}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 0.88\text{m}$$

Soit un tronçon : $d_1 = 0.88 \text{ m}$; $d_2 = L_c - d_1 = 1.32 - 0.88 = 0.44\text{m}$

b) Détermination des armatures :

1^{ère} bande: d= 0.88 m

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d_1)\sigma_{\max}}{l_t} = \frac{(1.48 - 0.88)1057.21}{1.48} = 428.60\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{1057.21 + 428.60}{2} \times 0.88 \times 0.2 = 130.75\text{KN}$$

1. Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{130.75}{348 \times 10^{-1}} = 3.76\text{cm}^2$$

2. Section minimale :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0,15\%B\right)$$

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0,2 \times 0.88 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,0015 \times 0,56 \times 10^4\right) = 9.24\text{cm}^2$$

2^{ème} bande: d=0.44 m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{428.69 \times 0.44 \times 0.2}{2} = 18.86\text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{18.86 \times 10}{348} = 0.54 \text{ cm}^2$$

1. Section minimale :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,15\% B \right)$$

$$A_{\min} = \max \left(\frac{0,2 \times 0,44 \times 2,1 \times 10^4}{400} ; 0,0015 \times 0,56 \times 10^4 \right) = 8,4 \text{ cm}^2$$

On a $A_{V2} = 0.54 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 8.4 \text{ cm}^2$

Donc on doit ferrailer avec A_{\min}

$$A_{V1} = 3.76 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 9.24 \text{ cm}^2$$

Donc on doit ferrailer avec $A_{\min} \longrightarrow A_{\min} = 9.24 \text{ cm}^2$

$A_V = 12,31 \text{ cm}^2$ /nappes soit : 8HA14 avec un espacement $st = 10 \text{ cm}$

Le ferrailage adopter pour toute la surface du voile est : $A_V = 24,62 \text{ cm}^2$

➤ Armatures horizontales :

D'après le BAEL 99 : $A_H \geq \max \left\{ \frac{A_V}{4} ; 0,15\% B \right\}$

$$\left[\begin{array}{l} A_h = \frac{A_V}{4} = \frac{24.62}{4} = 6.15 \text{ cm}^2 \\ 0.15\% \cdot B = 8.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit $2 \times 5 \text{ HA}12 = 11,3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

➤ Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

➤ Armatures de coutures :

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

1^{ère} bande: $10 \text{ HA}14 = 15.40 \text{ cm}^2$ par rapport à d_1 soit: $5 \text{ HA}14$ par rapport a une nappe avec un espacement de 18 cm

2^{ème} bande: 10HA14 = 15.40cm² par rapport à d₂ soit : 5HA14 par rapport à une nappe avec un espacement de 18cm

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\text{-Selon le BAEL 99 : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{258.13 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2800} = 0.51 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.51 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\text{-Selon RPA 2003 : } \tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 258.13 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2800} = 0.71 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 0.71 \text{MPa} < \tau_b = 5 \text{MPa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{-1769.49 \times 10^3}{0.56 \times 10^6 + 15 \times 24.62 \times 10^2} = 3.15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 3.15 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux suivants :

VL1

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.80	2.85	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m)	0.56	0.57	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3585.45	1057.21	
	σ_{min} [KN/m ²]	-3833.70	-1181.24	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	V _u (kN)	802.65	258.13	
	L _t (m)	1.45	1.48	
	L _c (m)	1.35	1.32	
	d (m)	0.90	0.88	
	σ_1 [KN/m ²]	1359.99	428.60	
	N (kN)	N ₁	445.09	130.75
		N ₂	61.20	18.86
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12.8	3.76
		A _{v2}	1.75	0.75
	A _{vj} (cm ²)		2.21	0.70
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	13.35	5.5
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2.30	0.925
	A _{min} (cm ²)		9.45	9.24
	A _{v adopté} (cm ²)	Bonde1	24.64	12.32
Bonde 2		24.64	12.32	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x8 HA14	2x 4HA14
		Bonde 2	2x 8HA14	2x 4HA14
	S _t (cm)	Bonde1	10	10
		Bonde 2	20	20
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		8.4	8.4
	A _H /nappe (cm ²)		6.16	6.15
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12	4HA12
ep =20cm		(A=4.52cm ²)	(A=4.52cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	1.59	0.51
		τ_b (MPa)	2.22	0.71
	ELS	N _s (kN)	-1986.08	-1769.49
σ_b (MPa)		-3.32	-3.15	

VL2.VL3

Zones		Zone I	Zone II		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.00	1.00		
	e (m)	0.2	0.2		
	B (m)	0.20	0.20		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2797.15	1195.03		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4723.85	-3302.97		
	Nature de la section	SPC	SPC		
	V _u (kN)	100.52	66.21		
	L _t (m)	0.63	0.74		
	L _c (m)	0.37	0.26		
	d (m)	0.25	0.17		
	σ_1 [KN/m ²]	1687.17	920.50		
	N (kN)	N ₁	112.11	71.93	
		N ₂	20.24	8.28	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3.22	2.06	
		A _{v2}	0.58	0.24	
	A _{vj} (cm ²)		0.28	0.18	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	3.29	2.11	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	0.65	0.23	
	A _{min} (cm ²)		2.63	1.79	
	A _{v adopté} (cm ²)	Bonde1	4.52	3.12	
		Bonde 2	4.52	3.12	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X2HA12	2X2HA10
			Bonde 2	2X2HA12	2X2HA10
S _t (cm)		Bonde1	10	10	
		Bonde 2	10	10	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande			3.00	3.00	
A _H /nappe (cm ²)			1.13	0.78	
Choix des barres/nappe (cm ²)			5HA10	5HA10	
ep =20cm			(A=3.90cm ²)	(A=3.90cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.56	0.36	
		τ_b (MPa)	0.78	0.51	
	ELS	N _s (kN)	-756.28	-543.55	
		σ_b (MPa)	3.66	2.62	

VT1

Zones		Zone I	Zone II		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.30	4.35		
	e (m)	0.2	0.2		
	B (m)	0.86	0.87		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3767.38	2249.02		
	σ_{min} [KN/m ²]	-3801.13	-2275.82		
	Nature de la section	SPC	SPC		
	V _u (kN)	99.68	80.09		
	L _t (m)	2.16	2.16		
	L _c (m)	2.14	2.14		
	d (m)	1.42	1.42		
	σ_1 [KN/m ²]	1290.69	770.50		
	N (kN)	N ₁	718.25	428.77	
		N ₂	51.71	55.48	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	20.63	12.32	
		A _{v2}	1.49	1.59	
	A _{vj} (cm ²)		0.27	0.22	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	20.69	12.38	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1.56	1.58	
	A _{min} (cm ²)		14.91	14.91	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	24.64	15.40	
		Bonde 2	24.64	15.40	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2x8 HA14	2x5 HA14
			Bonde 2	2x8 HA14	2x5 HA14
S _t (cm)		Bonde 1	10	10	
		Bonde 2	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande			1.29	1.29	
A _H /nappe (cm ²)			6.16	3.85	
Choix des barres/nappe (cm ²)			8HA12	5HA10	
ep =20cm			8.04	(A=3.90cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.29	0.10	
		τ_b (MPa)	0.18	0.14	
	ELS	N _s (kN)	-2370.31	-1419.09	
σ_b (MPa)		2.64	1.60		

VT2

Zones		Zone I	Zone II		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.00	1.00		
	e (m)	0.2	0.2		
	B (m)	0.20	0.20		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1615.57	1515.7		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3692.33	-2239.7		
	Nature de la section	SPC	SPC		
	V _u (kN)	108.27	99.64		
	L _t (m)	0.7	0.60		
	L _c (m)	0.30	0.40		
	d (m)	0.20	0.27		
	σ_1 [KN/m ²]	1153.98	833.64		
	N (kN)	N ₁	55.39	63.43	
		N ₂	11.54	10.84	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	1.59	1.82	
		A _{v2}	0.33	0.31	
	A _{vj} (cm ²)		0.30	0.27	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	1.67	1.89	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	0.41	0.38	
	A _{min} (cm ²)		2.1	2.84	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	4.52	3.12	
		Bonde 2	4.52	3.12	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2X2HA12	2X2HA10
			Bonde 2	2X2HA12	2X2HA10
S _t (cm)		Bonde 1	10	10	
		Bonde 2	15	15	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande			3.00	3.00	
A _H /nappe (cm ²)			1.13	0.78	
Choix des barres/nappe (cm ²)			5HA10	5HA10	
ep =20cm			(A=3.90cm ²)	(A=3.90cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.60	0.56	
		τ_b (MPa)	0.84	0.77	
	ELS	N _s (kN)	-547.58	-343.35	
σ_b (MPa)		2.65	1.68		

IX-1-Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- Zone I : du l'entre sol 1 au RDC
- Zone II : du 1^{ère} étage au 4^{ème} niveau

IX-1-2-Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 99} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \quad \text{ELU} \\ G + Q \quad \text{ELS} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

1-Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } B : \text{section du béton.}$$

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

Lt : longueur tendue.

Lc : la longueur de la zone comprimée ;

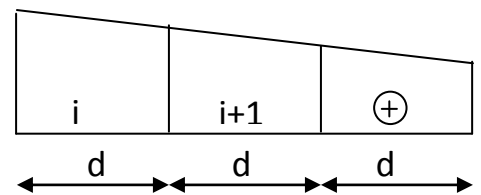
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{array} \right.$$



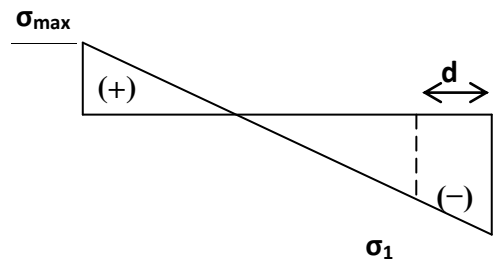
Avec :

e : épaisseur du voile

❖ **Section partiellement comprimée:**

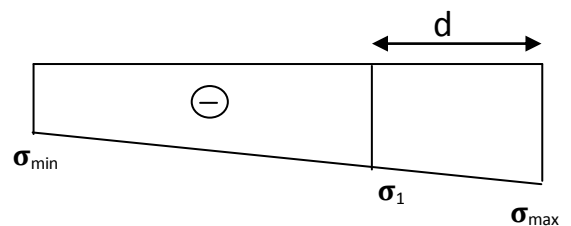
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



❖ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



2-Calcul des sections d'armatures verticales:

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier = 348 MPa

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 348 MPa

IX-1- 3-Armatures minimales :

- **Compression simple**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A .8.1; 21BAEL91 modifiés 99})$$

$$0,2\% \leq A_v = \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

- **Traction simple**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

IX- 1- 4- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

- D'après le BEAL 99 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

B : la section du béton

A_v : section d'armature du béton

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

IX-1- 5 - Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :

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.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

IX -1- 6- Armatures de coutures :(Art7.7.4.3 RPA 2003).

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V = 1.4 T$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

IX -1- 7- Armatures de Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

IX- 1-7-1- Disposition constructives :

- **Espacement** :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

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.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

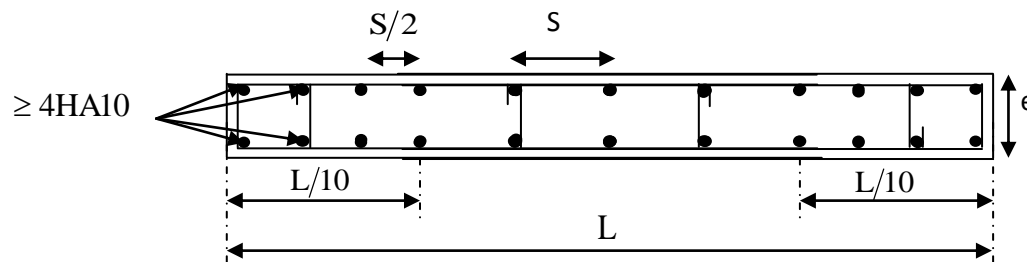


Figure IX: Disposition des armatures verticales dans les voiles

IX -2- Les vérifications :

IX-2-1 Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

IX-2-2- Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Et : } V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 99 :**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V = 1.4 \times V_{u, \text{calcul}}$$

Avec

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 2.5MPa \quad ; \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

❖ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale $V_{Li}=2.80m$ sur la zone 1 ; SPC

1-)Caractéristiques géométriques

$$L = 2.80m, e = 0.2 m; B = 0,56m^2$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0,36 m^4$$

$$V = V' = \frac{1}{2} = 1.4 m$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 1057.21KN/m^2 \\ \sigma_{\min} = -1181.24KN/m^2 \end{array} \right\} \text{ La section est partiellement comprimée(SPC)}$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1.32\text{m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 2.80 - 1.32 = 1.48\text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

a) Calcul de la longueur (d) :

$$\text{Avec } d \leq \min\left(\frac{h_c}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 0.88\text{m}$$

Soit un tronçon : $d_1 = 0.88 \text{ m}$; $d_2 = L_c - d_1 = 1.32 - 0.88 = 0.44\text{m}$

b) Détermination des armatures :

1^{ère} bande: d= 0.88 m

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d_1)\sigma_{\max}}{l_t} = \frac{(1.48 - 0.88)1057.21}{1.48} = 428.60\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{1057.21 + 428.60}{2} \times 0.88 \times 0.2 = 130.75\text{KN}$$

1. Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{130.75}{348 \times 10^{-1}} = 3.76\text{cm}^2$$

2. Section minimale :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0,15\%B\right)$$

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0,2 \times 0.88 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,0015 \times 0,56 \times 10^4\right) = 9.24\text{cm}^2$$

2^{ème} bande: d=0.44 m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{428.69 \times 0.44 \times 0.2}{2} = 18.86\text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{18.86 \times 10}{348} = 0.54 \text{ cm}^2$$

1. Section minimale :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,15\% B \right)$$

$$A_{\min} = \max \left(\frac{0,2 \times 0,44 \times 2,1 \times 10^4}{400} ; 0,0015 \times 0,56 \times 10^4 \right) = 8,4 \text{ cm}^2$$

On a $A_{V2} = 0.54 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 8.4 \text{ cm}^2$

Donc on doit ferrailer avec A_{\min}

$$A_{V1} = 3.76 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 9.24 \text{ cm}^2$$

Donc on doit ferrailer avec $A_{\min} \longrightarrow A_{\min} = 9.24 \text{ cm}^2$

$A_V = 12,31 \text{ cm}^2$ /nappes soit : 8HA14 avec un espacement $st = 10 \text{ cm}$

Le ferrailage adopter pour toute la surface du voile est : $A_V = 24,62 \text{ cm}^2$

➤ Armatures horizontales :

D'après le BAEL 99 : $A_H \geq \max \left\{ \frac{A_V}{4} ; 0,15\% B \right\}$

$$\left[\begin{array}{l} A_h = \frac{A_V}{4} = \frac{24.62}{4} = 6.15 \text{ cm}^2 \\ 0.15\% \cdot B = 8.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit $2 \times 5 \text{ HA}12 = 11,3 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

➤ Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

➤ Armatures de coutures :

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

1^{ère} bande: $10 \text{ HA}14 = 15.40 \text{ cm}^2$ par rapport à d_1 soit: $5 \text{ HA}14$ par rapport a une nappe avec un espacement de 18 cm

2^{ème} bande: 10HA14 = 15.40cm² par rapport à d₂ soit : 5HA14 par rapport à une nappe avec un espacement de 18cm

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\text{-Selon le BAEL 99 : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{258.13 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2800} = 0.51 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{-Selon RPA 2003 : } \tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 258.13 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2800} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.71 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{-1769.49 \times 10^3}{0.56 \times 10^6 + 15 \times 24.62 \times 10^2} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux suivants :

VL1

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.80	2.85	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m)	0.56	0.57	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3585.45	1057.21	
	σ_{min} [KN/m ²]	-3833.70	-1181.24	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	V _u (kN)	802.65	258.13	
	L _t (m)	1.45	1.48	
	L _c (m)	1.35	1.32	
	d (m)	0.90	0.88	
	σ_1 [KN/m ²]	1359.99	428.60	
	N (kN)	N ₁	445.09	130.75
		N ₂	61.20	18.86
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12.8	3.76
		A _{v2}	1.75	0.75
	A _{vj} (cm ²)		2.21	0.70
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	13.35	5.5
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2.30	0.925
	A _{min} (cm ²)		9.45	9.24
	A _{v adopté} (cm ²)	Bonde1	24.64	12.32
Bonde 2		24.64	12.32	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x8 HA14	2x 4HA14
		Bonde 2	2x 8HA14	2x 4HA14
	S _t (cm)	Bonde1	10	10
		Bonde 2	20	20
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		8.4	8.4
	A _H /nappe (cm ²)		6.16	6.15
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12	4HA12
ep =20cm		(A=4.52cm ²)	(A=4.52cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	1.59	0.51
		τ_b (MPa)	2.22	0.71
	ELS	N _s (kN)	-1986.08	-1769.49
σ_b (MPa)		-3.32	-3.15	

VL2.VL3

Zones		Zone I	Zone II		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.00	1.00		
	e (m)	0.2	0.2		
	B (m)	0.20	0.20		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2797.15	1195.03		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4723.85	-3302.97		
	Nature de la section	SPC	SPC		
	V _u (kN)	100.52	66.21		
	L _t (m)	0.63	0.74		
	L _c (m)	0.37	0.26		
	d (m)	0.25	0.17		
	σ_1 [KN/m ²]	1687.17	920.50		
	N (kN)	N ₁	112.11	71.93	
		N ₂	20.24	8.28	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3.22	2.06	
		A _{v2}	0.58	0.24	
	A _{vj} (cm ²)		0.28	0.18	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	3.29	2.11	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	0.65	0.23	
	A _{min} (cm ²)		2.63	1.79	
	A _{v adopté} (cm ²)	Bonde1	4.52	3.12	
		Bonde 2	4.52	3.12	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X2HA12	2X2HA10
			Bonde 2	2X2HA12	2X2HA10
S _t (cm)		Bonde1	10	10	
		Bonde 2	10	10	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande			3.00	3.00	
A _H /nappe (cm ²)			1.13	0.78	
Choix des barres/nappe (cm ²)			5HA10	5HA10	
ep =20cm			(A=3.90cm ²)	(A=3.90cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.56	0.36	
		τ_b (MPa)	0.78	0.51	
	ELS	N _s (kN)	-756.28	-543.55	
σ_b (MPa)		3.66	2.62		

VT1

Zones		Zone I	Zone II		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.30	4.35		
	e (m)	0.2	0.2		
	B (m)	0.86	0.87		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3767.38	2249.02		
	σ_{min} [KN/m ²]	-3801.13	-2275.82		
	Nature de la section	SPC	SPC		
	V _u (kN)	99.68	80.09		
	L _t (m)	2.16	2.16		
	L _c (m)	2.14	2.14		
	d (m)	1.42	1.42		
	σ_1 [KN/m ²]	1290.69	770.50		
	N (kN)	N ₁	718.25	428.77	
		N ₂	51.71	55.48	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	20.63	12.32	
		A _{v2}	1.49	1.59	
	A _{vj} (cm ²)		0.27	0.22	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	20.69	12.38	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1.56	1.58	
	A _{min} (cm ²)		14.91	14.91	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	24.64	15.40	
		Bonde 2	24.64	15.40	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2x8 HA14	2x5 HA14
			Bonde 2	2x8 HA14	2x5 HA14
S _t (cm)		Bonde 1	10	10	
		Bonde 2	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande			1.29	1.29	
A _H /nappe (cm ²)			6.16	3.85	
Choix des barres/nappe (cm ²)			8HA12	5HA10	
ep =20cm			8.04	(A=3.90cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.29	0.10	
		τ_b (MPa)	0.18	0.14	
	ELS	N _s (kN)	-2370.31	-1419.09	
σ_b (MPa)		2.64	1.60		

VT2

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.00	1.00	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m)	0.20	0.20	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1615.57	1515.7	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3692.33	-2239.7	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	V _u (kN)	108.27	99.64	
	L _t (m)	0.7	0.60	
	L _c (m)	0.30	0.40	
	d (m)	0.20	0.27	
	σ_1 [KN/m ²]	1153.98	833.64	
	N (kN)	N ₁	55.39	63.43
		N ₂	11.54	10.84
	A _v (cm ²)	A _{v1}	1.59	1.82
		A _{v2}	0.33	0.31
	A _{vj} (cm ²)	0.30	0.27	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	1.67	1.89
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	0.41	0.38
	A _{min} (cm ²)	2.1	2.84	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	4.52	3.12
		Bonde 2	4.52	3.12
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2X2HA12
Bonde 2			2X2HA12	2X2HA10
S _t (cm)		Bonde 1	10	10
		Bonde 2	15	15
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.00	3.00	
A _H /nappe (cm ²)		1.13	0.78	
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10	5HA10	
ep =20cm		(A=3.90cm ²)	(A=3.90cm ²)	
Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²			
contrainte	τ_u (MPa)	0.60	0.56	
	τ_b (MPa)	0.84	0.77	
ELS	N _s (kN)	-547.58	-343.35	
	σ_b (MPa)	2.65	1.68	

X.1 : Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations semi-profondes** : (puits).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux).

X.2 : Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X.3 : Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

X.4 : Dimensionnement :**1. Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_S}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q(KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	1395.00	2.80	2.49	6.972
VL2	479.37	1.00	2.39	2.39
VL3	444.93	1.00	2.22	2.22
				11.582

Tableau X.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	1395.00	3.40	2.05	6.97
VT2	377.25	1.00	1.88	1.88
				8.85

Tableau X.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$$S_v = \sum S_i = 20.432m^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

2. Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (6-6) (fil de poteaux le plus sollicité $N_{smax}=746.55KN$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	Pi=Gi+Qi (KN)	Mi (KN.m)	ei(m)	Pi xei (KN.m)
A	-270.95	0.50	-7.735	2088.45
B	-244.34	0.12	-3.235	790.44
C	-672.18	0.36	-1.735	1166.23
D	-151.35	0.68	1.735	-262.59
E	-745.71	0.53	3.235	-2412.37
F	-429.23	0.04	7.735	-3320.09
Somme	-2513.76	2.23		-1949.93

Tableau X.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = -0.77m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -0.77 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18.245}{6} = 3.04 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2513.76}{18.245} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.77)}{18.245}\right) = 172.67 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2513.76}{18.245} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.77)}{18.245}\right) = 102.89 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2513.76}{18.245} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.77)}{18.245}\right) = 120.33 \text{ KN/m}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{120.33}{200} = 0.60 \text{ m}$$

On prend $B = 1.00 \text{ m}$.

On aura donc, $S = 1.00 \times 18.245 = 18.245 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

n : Nombre de fil dans le sens considéré.

$$S_t = 18.245 \times 10 + 20.432 = 202.882 \text{ m}^2$$

Remarque :

– La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 509.04 \text{ m}^2$

– La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 202.88 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{202.882}{509.04} = 0.40 = 40 \% \Rightarrow S_t < 50\% S_{\text{bat}}$$

Vu que les semelles occupent moins de 50 % de la surface du sol d'assise, ce qui nous ramène à opter pour des semelles filantes comme fondations.

X-2-1-Hauteur de la semelle :

$$h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec : B : largeur de la semelle.

h_s : hauteur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens

$$h_s \geq \frac{100 - 40}{4} + 5 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur : $h_s = 20 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$B = 100 \text{ cm}$

$h_s = 20 \text{ cm}$

$L = 18.245 \text{ m}$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où des armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

Il faut que : La hauteur

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

La largeur

$$\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$$

L : étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 4.70\text{m}$$

$$\frac{470}{9} \leq h_p \leq \frac{470}{6}$$

On adopte une hauteur $h_p = 70\text{cm}$

$$\frac{1}{3}60 \leq b_p \leq \frac{2}{3}60$$

On adopte une largeur $b_p = 35\text{ cm}$

X-2-2-Ferraillage de la poutre (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

X-2-3-Calcul de la charge uniforme :

Point d'appuis	Nu (KN)	Mu(KN.m)
A	373.17	7.52
B	336.14	2.74
C	929.28	3.32
D	209.52	0.35
E	1031.27	5.04
F	593.04	8.26

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \left(1 + \frac{3e_u}{L_T}\right) = \frac{3472.42}{18.245} (1 + 0.13) = 215.06\text{KN/m}$$

X-2-4-Calcul des moments isostatiques :

Travée AB :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{215.06 \times 4.70^2}{8} = 593.83\text{KN.m}$$

Travée BC :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{215.06 \times 3.675^2}{8} = 363.06\text{KN.m}$$

Travée CD :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{215.06 \times 3.47^2}{8} = 323.69\text{KN.m}$$

Travée DE:

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{215.06 \times 1.5^2}{8} = 60.49 \text{KN.m}$$

Travée EF:

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{215.06 \times 4.5^2}{8} = 544.37 \text{KN.m}$$

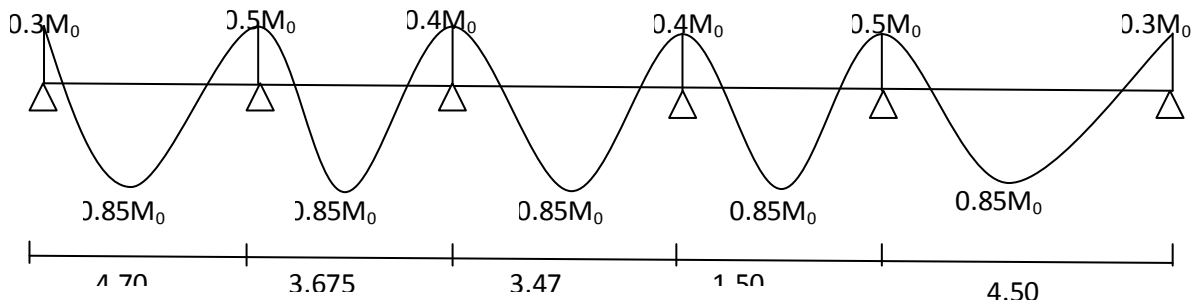


Figure X.1. Diagramme des moments

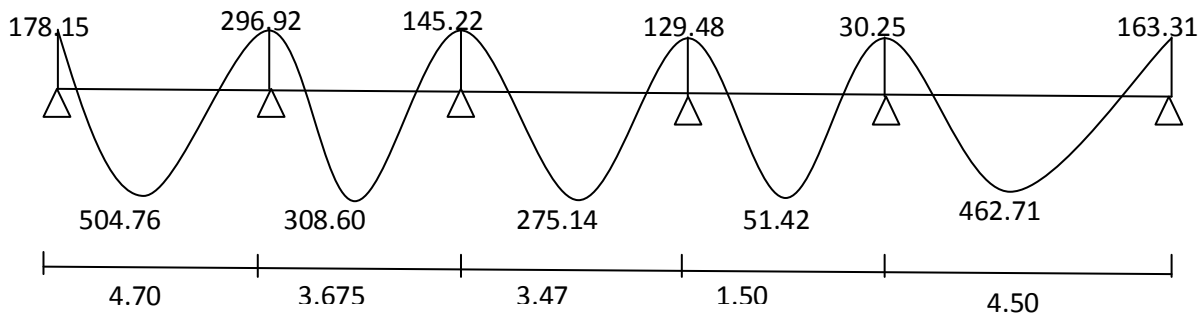


Figure X.2. Diagramme des moments à ELU

Calcul des armatures :

Tableau X-4 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

Appuis	$M_a(\text{kn.m})$	μ	β	$A_s(\text{cm}^2)$	A(adoptée)	choix
A	178.15	0.084	0.956	8.23	10.68	4HA14+4HA12
B	286.92	0.136	0.927	13.6	18.72	4HA14+4HA20
C	145.22	0.069	0.964	6.65	10.68	4HA14+4HA12
D	129.48	0.061	0.968	5.91	10.68	4HA14+4HA12
E	30.25	0.014	0.993	1.35	10.68	4HA14+4HA12
F	163.31	0.077	0.959	7.52	10.68	4HA14+4HA12

Tableau X-5 : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée

Travée	$M_t(\text{kn.m})$	μ	β	$A_s(\text{cm}^2)$	A(adoptée)	choix
A-B	504.76	0.240	0.861	25.91	29.66	4HA20+4HA20+4HA12
B-C	308.60	0.146	0.912	14.95	18.72	4HA14+4HA20
C-D	275.14	0.131	0.939	12.95	18.72	4HA14+4HA20
D-E	51.42	0.024	0.988	2.30	10.68	4HA14+4HA12
E-F	462.71	0.222	0.873	23.43	25.13	4HA20+4HA20

X-2-5-Vérification à l'ELU :**-Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 65 \frac{2.1}{400} = 2.74 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq A_{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t \geq A_{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-Vérification de la condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{215.06 \times 4.70}{2} = 505.39 \rightarrow \tau_u = 2.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l\max} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min(1.71; 3.5; 2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 17.1 \text{ mm} \quad \text{On prend} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8

-Calcul des espacements :

Selon le RPA 99 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \right) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(17.5; 24; 30) \text{ cm}$$

$$S_t = 17.5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **En zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t = 30 \text{ cm}$$

On a :

$$A_t \geq 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL 99 :

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (1.68 - 0.3 f_{t28})} \rightarrow \frac{0.8 \times 40 \times 29.66}{35 \times (1.68 - 0.3 \times 2.1 \times 0.1)} = 16.77 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 16.77 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

-La longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement : $L_s \geq 40\emptyset$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de 90° .

X-2- 6-Vérification à l'ELS :

- **Etat limite de compression du béton :**

-Dans le béton : On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd}$$

Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de K_1 et β_1

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{K_1 \beta_1 d A}$$

-Dans l'acier : On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right)$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d} \quad A_s = \frac{M_s}{\sigma_{st} \beta_1 d}$$

-calcul des moments à l'ELS :

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T} \right) = \frac{2513.76}{18.245} (1 + 0.13) = 155.69 \text{ KN/m}$$

-Calcul des moments isostatiques :

Travée AB :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{155.69 \times 4.70^2}{8} = 430 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{155.69 \times 3.675^2}{8} = 262.84 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{155.69 \times 3.47^2}{8} = 234.33 \text{KN.m}$$

Travée DE:

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{155.69 \times 1.5^2}{8} = 43.79 \text{KN.m}$$

Travée EF:

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{155.69 \times 4.5^2}{8} = 394.09 \text{KN.m}$$

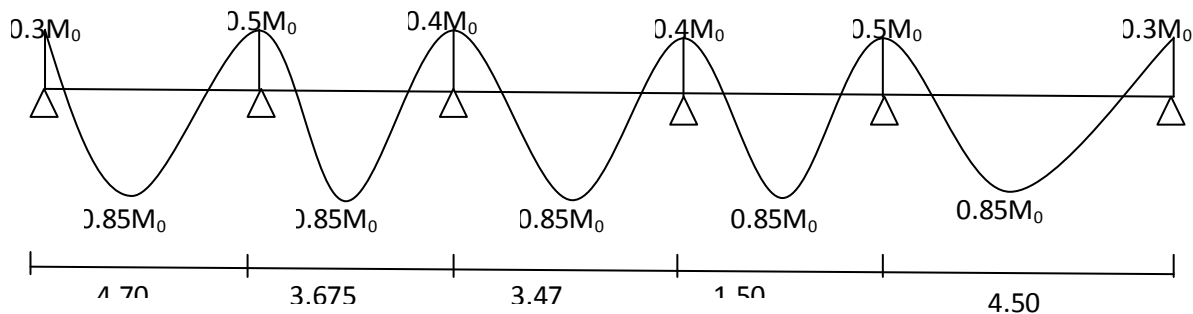


Figure X.3. Diagramme des moments

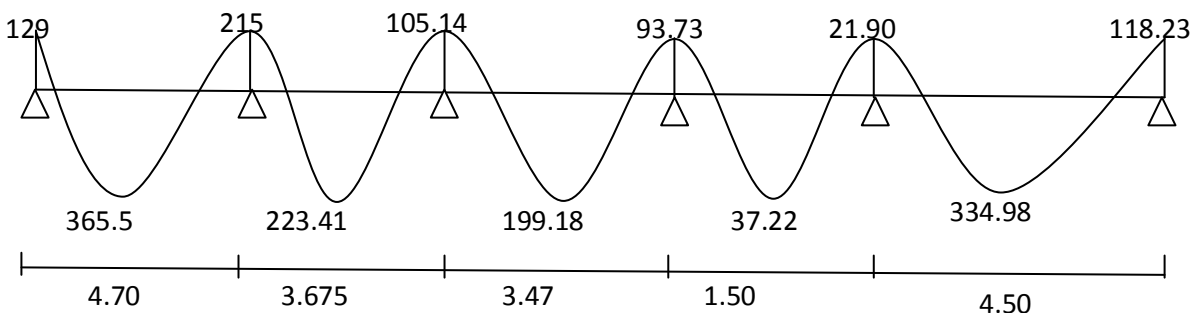


Figure X.4. Diagramme des moments à ELS

Calcul des armatures :

Tableau X.6 : Vérifications des contraintes aux appuis

Appuis	M_a (kn.m)	A	g_1	β_1	K_1	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
A	129	10.68	0.46	0.897	33.54	6.17	15	CV
B	215	18.72	0.82	0.870	23.46	8.65	15	CV
C	105.14	10.68	0.46	0.897	33.54	5.03	15	CV
D	93.73	10.68	0.46	0.897	33.54	4.48	15	CV
E	21.90	10.68	0.46	0.897	33.54	1.04	15	CV
F	118.23	10.68	0.46	0.897	33.54	5.66	15	CV

Tableau X.7 : Vérifications des contraintes en travée

Travée	M_t (kn.m)	A	g_1	β_1	K_1	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
A-B	365.5	29.66	1.30	0.846	17.47	12.88	15	CV
B-C	223.41	18.72	0.82	0.871	23.76	8.87	15	CV
C-D	199.18	18.72	0.82	0.871	23.76	7.91	15	CV
D-E	37.22	10.68	0.46	0.897	33.54	1.78	15	CV
E-F	334.98	25.13	1.10	0.855	19.48	12.31	15	CV

X-3-Ferraillage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf}(B-b)}{8d\sigma_{st}} \quad \text{où} \quad N_{uf} = B\sigma\left(\frac{3}{4}\right) \times 100$$

A_B : est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm^2/ml).

$$B = 1.00\text{m} \quad N_{uf} = 155.22 \times 1 \times 1\text{m} = 155.22 \text{ KN}$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{155.22 \times 10(100 - 35)}{8 \times 65 \times 348} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4 HA 10 = 3.14 cm^2/ml

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4 HA 10 = 3.14 cm^2/ml

X-4- Ferraillage de la semelle sous voiles :**X-4-1-Dimensionnement :**

$$\sigma_{SOL} = 200\text{MPa} \quad L = 1.00\text{m} \quad N_S = 377.25\text{KN}$$

La largeur de la semelle :

$$\frac{N_S}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N_S}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_S}{\sigma_{SOL} \cdot L}$$

$$B \geq \frac{377.25}{200 \times 1} = 1.88\text{m}$$

On prend : $B = 200 \text{ cm}$

La hauteur de la semelle :

$$H \geq \frac{B - b}{4} + 5\text{cm} = \frac{200 - 35}{4} + 5\text{cm} = 46.25\text{cm}$$

On prend : 50 cm

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$B = 200 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

X-4-2-Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{SOL} = \frac{N_S}{BL} \leq \overline{\sigma}_{SOL} \rightarrow \frac{377.25}{2 \times 1} = \frac{188.62\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \frac{200\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

X-4-3-Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1.00 m

$$N_S = 479.37\text{KN}$$

$$M_U = \frac{N_U(B - b)^2}{8B} = \frac{479.37(2 - 0.50)^2}{8 \times 2} = 67.41\text{KN.m}$$

$$A = \frac{M_U}{Z\sigma_s} = \frac{67.41 \times 10^3}{0.9 \times 45 \times 348} = 4.78 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA12 = 6.78 cm²

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soient 4 HA 10 = 3.14 cm²

X-5-Ferraillage de la longrine :

X-5-1-Le rôle des longrines :

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site : S2 ; zone IIa).

X-5-2-Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA 99 (Art10.1.1) sont :

(25 cm x 30 cm) : Site de catégorie S₂ et S₃

(30 cm x30 cm) : Site de catégorie S₄

On adoptera pour notre cas une section de (30 X 35) cm².

X-5-3-Armatures longitudinales :

N = 1031.27 KN

$\alpha = 12$ (zone IIa ; site 3)

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1031.27}{12} = 85.92 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{85.95 \times 10}{348} = 2.47 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.30 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature longitudinale de A= 6HA12 =6,79 cm²

X-5-4-Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min(1.00; 3.00; 1.2) \text{ cm}$$

$\emptyset_t \leq 1.00\text{cm}$ \longrightarrow On prend un cadre HA8

Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min(20; 15\emptyset_l)\text{cm}$$

$S_t \leq \min(20; 18)\text{cm}$ \longrightarrow On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15\text{cm}$

X.6.Introduction

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

X.7 : Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

1. Prescriptions du RPA99/version 2003 Article 10.4.3

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$P_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times H^2$, Appliquée horizontalement à $\frac{H}{2}$ au dessus de la base de la semelle du mur.

Avec :

K_{ad} : Coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol du remblai.

ϕ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}

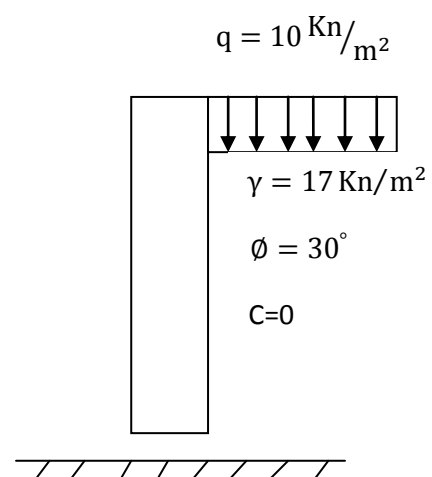
$$\theta = \arctg\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right)$$

$K_h = A$: coefficient d'accélération de zone (Art 10.4.2)

$K_v = \pm 0,3K_h$: Contrainte verticale (Art10.4.2)

2. Caractéristiques du sol

- *Poids spécifique :
- *Angle de frottement :
- * Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- * Surcharges éventuelles :
- * Contrainte du sol : 2bars



3. Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h :Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \operatorname{tg}^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right]$$

Avec : K_0 : Coefficient de poussée des terres et ϕ : Angle de frottement interne.

$$k_0 = \operatorname{tg}^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right] = \operatorname{tg}^2 \left[\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right] = 0,33$$

- ELU

$$\sigma_H = k_0 \times H = k_0 [1,35 \times \gamma \times h + 1,5q]$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,33 \times 1,5 \times 10 = 4,95 \text{ Kn/m}^2$$

$$h = 7.14\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,33 [1,35 \times 7.14 \times 17 + 1,5 \times 10] = 59.22 \text{ Kn/m}^2$$

- ELS

$$\sigma_H = k_0 \times H = k_0 [\gamma \times h + q]$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,33 \times 10 = 3.3 \text{ Kn/m}^2$$

$$h = 7.14\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,33 [7.14 \times 17 + 10] = 131.38 \text{ Kn/m}^2$$

- Calcul dynamique :

$$k_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$$k_h = A = 0,15 \text{ coefficient d'acceleration de zone (RPA Art 10.4.2)}$$

$$k_v = \pm 0.3k_h = 0,045$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos\theta^2} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2 = 0,41$$

$$\theta = \operatorname{arctg} \frac{k_h}{1 \pm k_v} = 8,17^\circ$$

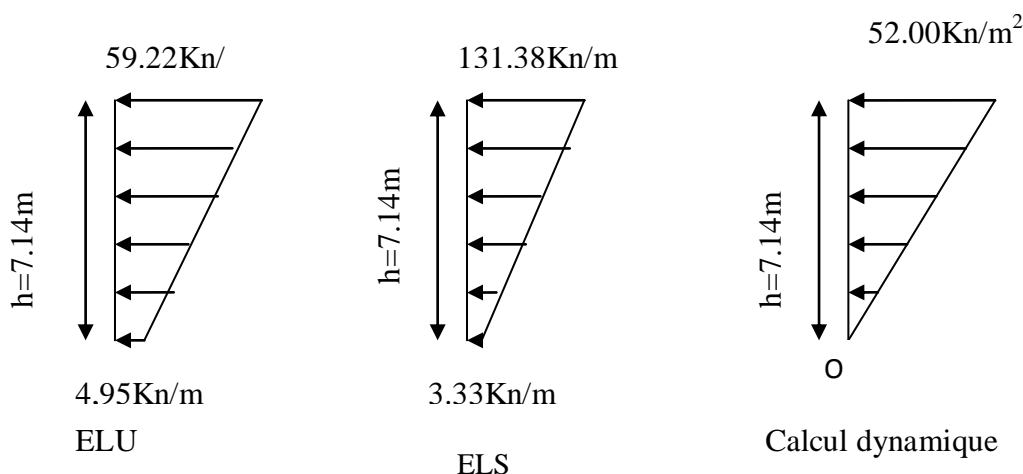
$$\beta = 0$$

$$\sigma_h = k_{ad} (1 + k_v) \times \sigma_v = k_{ad} (1 + k_v) \times \gamma \times h$$

$$\text{pour } h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0$$

$$\text{pour } h = 7.14 \rightarrow \sigma_h = 52.00 \text{ Kn/m}^2$$

Diagramme des contraintes :



Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m

$$\text{calcul dynamique: } q_u = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 52 + 0}{4} = 39 \text{ Kn/m}$$

$$\text{ELU: } q_u = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 59.22 + 4.95}{4} = 45.65 \text{ Kn/m}$$

$$\text{ELS: } q_u = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 131.38 + 3.33}{4} = 99.36 \text{ Kn/m}$$

X.8: Ferrailage du mur plaque :

1. Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées à la base et libre dans les trois côtés.

2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis. Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des

Coefficients suivants :

Moment en travée : 0,85

Moment d'encastrement sur les grands côtés :

0,3 → appui de rive.

0,5 → autre appui.

3. Identification des panneaux :

$$l_x = 3,95\text{m}$$

$$l_y = 6,12\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,64 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travail dans les deux sens}$$

*ELU

$$\rho = 0,64 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0759 \\ \mu_y = 0,356 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q l_x^2 = 54.06 \text{Kn. m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 19.24 \text{Kn. m}$$

-Correction des moments :

Sens XX :

Aux appuis : $0,5M_{0x}=0,5 \times 54.06=27.03 \text{Kn.m}$

En travée : $0,85M_{0x}=0,85 \times 54.06=45.95 \text{Kn.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $0,5M_{0y}=0,5 \times 19.24=9.62 \text{Kn.m}$

En travées : $0,85M_{0y}=0,85 \times 19.24=16.35 \text{Kn.m}$

*ELS

$$\rho = 0,64 \begin{cases} \mu_x = 0,0813 \\ \mu_y = 0,519 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times ql_x^2 = 126.03 \text{Kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 65.40 \text{Kn.m}$$

-Correction des moments :

Sens XX :

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0x}=0,5 \times 126.03=63.01 \text{Kn.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_{0x}=0,85 \times 126.03=107.12 \text{Kn.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0y}=0,5 \times 65.40=32.70 \text{Kn.m}$

En travées : $M_t = 0,85M_{0y}=0,85 \times 65.40=55.59 \text{Kn.m}$

4. Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur et de 20cm d'épaisseur.

***Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} \quad A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Sens	Zone	$M_u(\text{Kn.m})$	μ_b	μ_l	Section	β	A_s (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{adop}	S_t cm
XX	Appuis	27,03	0,057	0,392	SSA	0,971	4,09	2	7HA12=7,92	14
	Travée	45,95	0,097	0,392	SSA	0,948	7,12	2	7HA12=7,92	14
YY	Appuis	9,62	0,020	0,392	SSA	0,990	1,35	2	7HA12=7,92	14
	Travée	16,35	0,035	0,392	SSA	0,982	2,45	2	7HA12=7,92	14

5. Recommandations du RPA : (art 10-1-2)

Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

-Les armatures sont constituées de deux nappes

-Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% Bxh dans les deux sens (Horizontal et vertical)

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de HA8

Remarque : S_T ≤ 25 cm

X.10 : Vérification à l'ELS :

a-Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \rightarrow \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 7,92}{17 \times 100} = 0,466$$

Sens	Zone	M _s (Kn.m)	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st} Mpa	σ _{bc} Mpa	σ̄ _{bc} Mpa
XX	appuis	63,01	0,466	0,896	31,08	152,69	4,91	15
	travée	107,12	0,466	0,896	31,08	257,63	8,29	15
YY	appuis	32,70	0,466	0,896	31,08	79,24	2,55	15
	travée	55,59	0,466	0,896	31,08	134,70	4,33	15

Remarque : Les contraintes dans le béton sont vérifiées

-Calcul de la flèche :

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{20}{395} = 0,051 > \frac{107,12}{20 \times 126,03} = 0,042 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,92}{100 \times 17} = 0,0046 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

b-Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63\text{Mpa}$$

-Recherche de la position de l'axe neutre y1 :

Sens XX

- Appuis :

$$by_1^2 + 30A_{st}y_1 - 30A_{st}d = 0$$

$$100y_1^2 + 237,6y_1 - 4039,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1293,11$$

$$y_1 = 5,28 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{by_1^3}{12} + 15A_{st}(d - y_1)^2$$

$$I = 17544,83 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 15 \left(\frac{M_s}{I} \right) (d - y_1)$$

Sens	Zone	M _s (Kn.m)	A _s (cm ²)	y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	σ _{st} Mpa	σ̄ _{st} Mpa
XX	appuis	63,01	7,92	5,28	17989,94	184,57	201,63
	travée	107,12	7,92	5,28	17989,94	313,83	201,63
YY	appuis	32,70	7,92	5,28	17989,94	95,79	201,63
	travée	55,59	7,92	5,28	17989,94	162,82	201,63

Remarque : Les contraintes dans le béton sont vérifiées

conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

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), comme exemple, nous citerons le ETAB'S que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet

Ce travail est une petite contribution avec la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

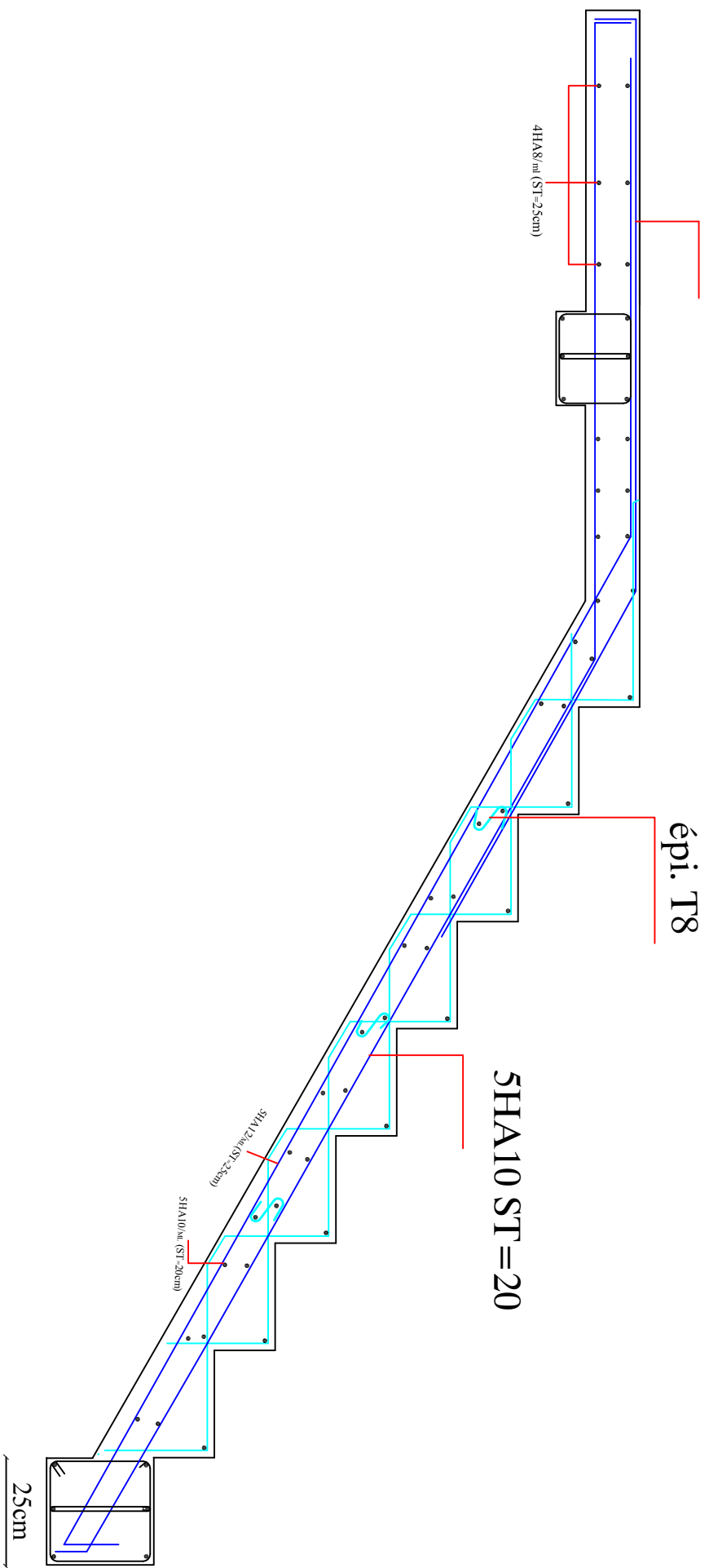
BIBLIOGRAPHIE

- ❖ « Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 ».
- ❖ « DTR charges permanentes et charges d'exploitations ».
- ❖ Jean-Pierre Mougins « Cours B.A.E.L.91 , modifié 99 et DTU associés ».
- ❖ Règles B.A.E.L.91 modifiées 99.

4HA10 st=20

épi. T8

5HA10 ST=20



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSIE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU

ETUDIEN PAR:
SIFOUANE KAHINA
YAKOUBI LYDIA

TITRE:
Plan des escaliers

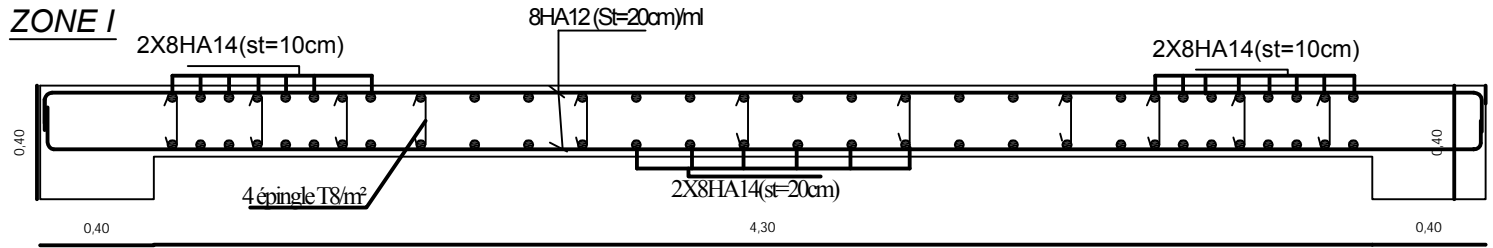
DIRIGER PAR:
Mme:KHELOUI

Echelle:

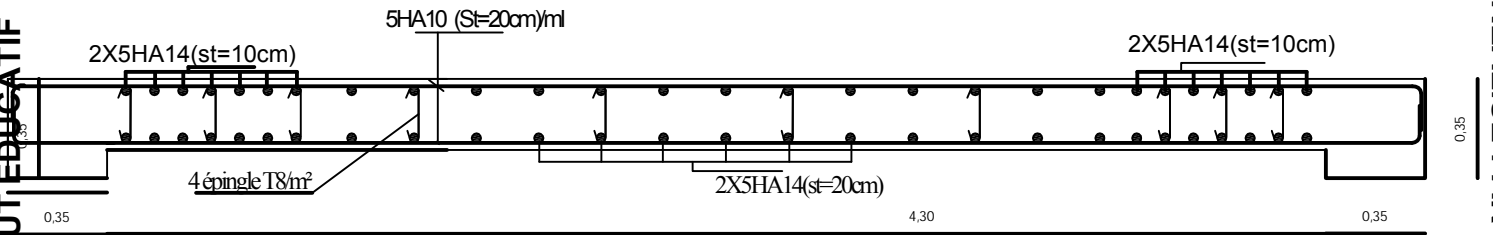
Planche No.: 02

Promotion: 2015-2016

Ferrailage des voiles VT1

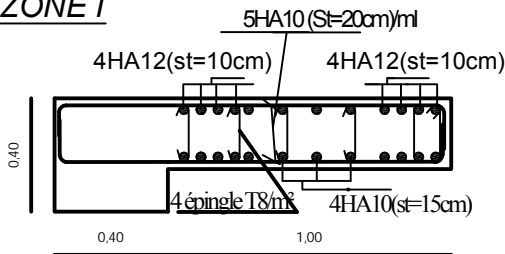


ZONE II

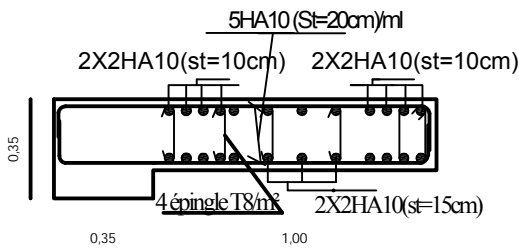


Ferrailage des voiles VT2

ZONE I



ZONE II



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

ETUDIE PAR :
 Melle: YAKOUBI LYDIA
 Melle: SIFOUANE KAHINA

TITRE :
 FERRAILAGE DES VOILES

DIRIGE PAR :
 Mme: KHELOUI

PROMOTION 2015/2016

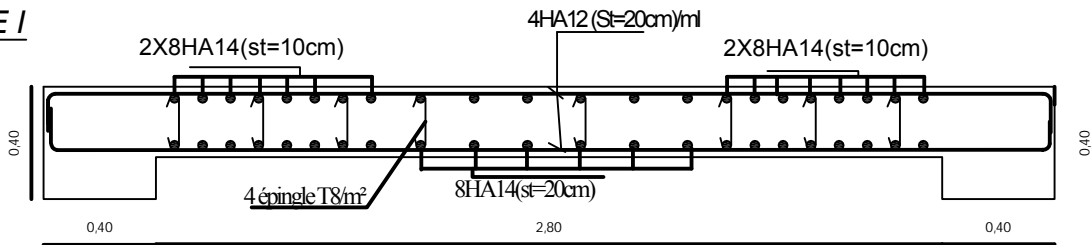
ECHELLE :

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

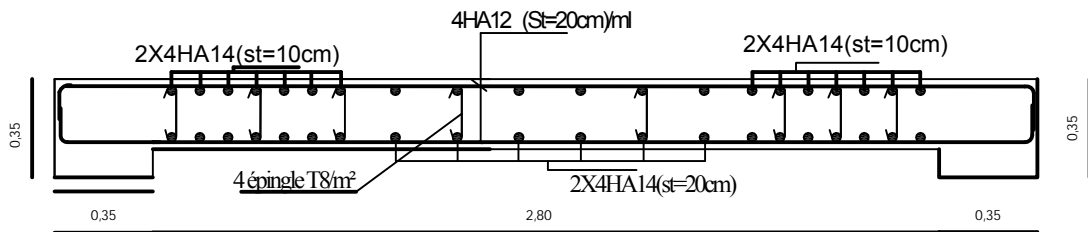
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferrailage des voiles VL1

ZONE I

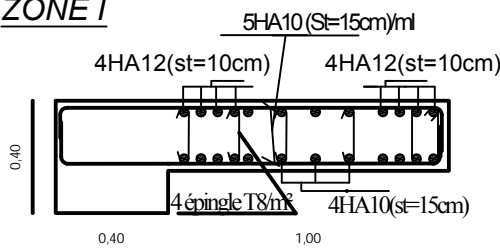


ZONE II

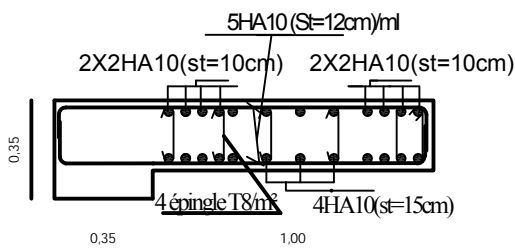


Ferrailage des voiles VL2;VL3

ZONE I



ZONE II



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

YAKOUBI LYDIA
 SIFOUANE KAHINA

TITRE :

FERRAILAGE DES VOILES

DIRIGE PAR :

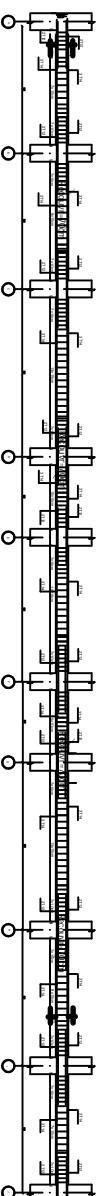
Mme: KHELOUI

PROMOTION 2015/2016

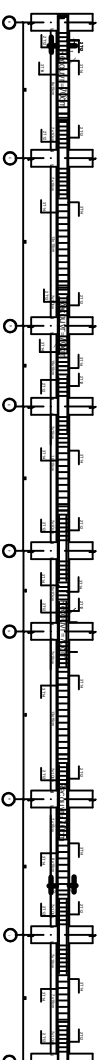
ECHELLE :

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

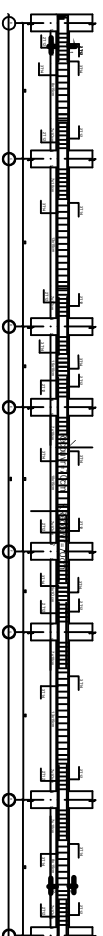
Ferrailage de la poutre secondaire (25X30) Axe (2,3) DU L'entre Sol2,RDC, 1er,2ème,3ème,4ème étage



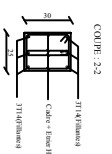
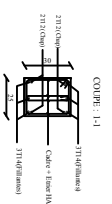
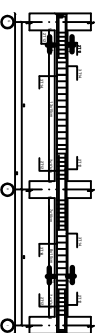
Ferrailage de la poutre secondaire (25X30) Axe (6,7) DU L'entre Sol2



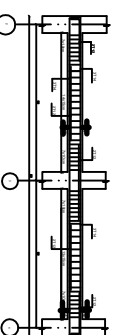
Ferrailage de la poutre secondaire (25X30) Axe (5) DU RDC, 1er,2ème,3ème,4ème étage



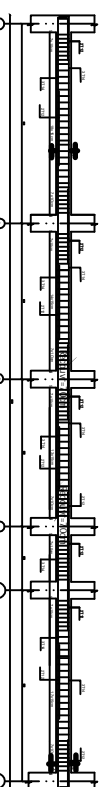
Ferrailage de la poutre secondaire (25X30) Axe (1) DU L'entre Sol2 et Axe (1,6) DU RDC, 1er,2ème,3ème,4ème étage



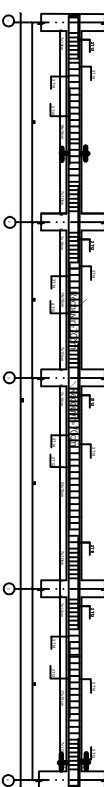
ferrailage de la poutre principale (25X35) Axe (A) de L'entre Sol2 et Axe(A,J) du RDC, 1er,2ème,3ème,4ème étage



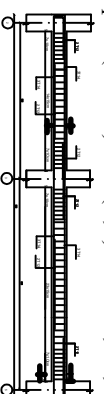
ferrailage de la poutre principale (25X35) Axe (B,I) de L'entre Sol2 ,RDC, 1er,2ème,3ème,4ème étage



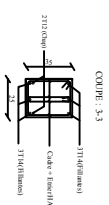
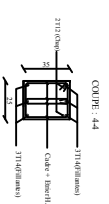
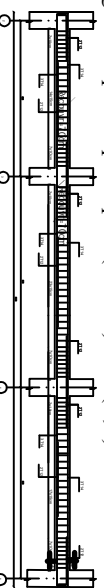
ferrailage de la poutre principale (25X35) Axe (C,D,H,G,) de L'entre Sol2 ,RDC, 1er,2ème,3ème,4ème étage



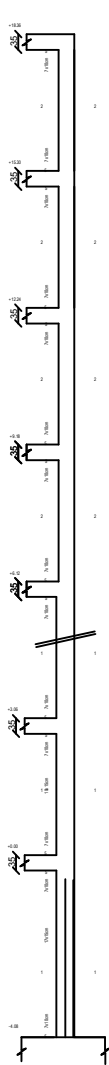
ferrailage de la poutre principale (25X35) Axe (E,F) du RDC, 1er,2ème,3ème,4ème étage



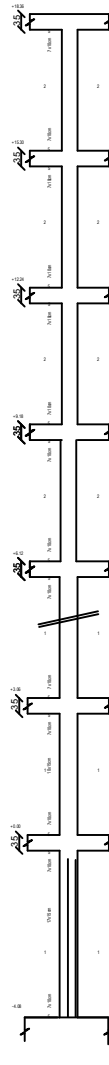
ferrailage de la poutre principale (25X35) Axe (E,F) de L'entre Sol2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIANT PAR: SIROUANE KADINA YANOUBI LYNA	TITRE: Plan des poutres
DIRIGER PAR: Mme KHEDLOU	Echelle:
Plaque N°: 02 Promotion: 2015-2016	



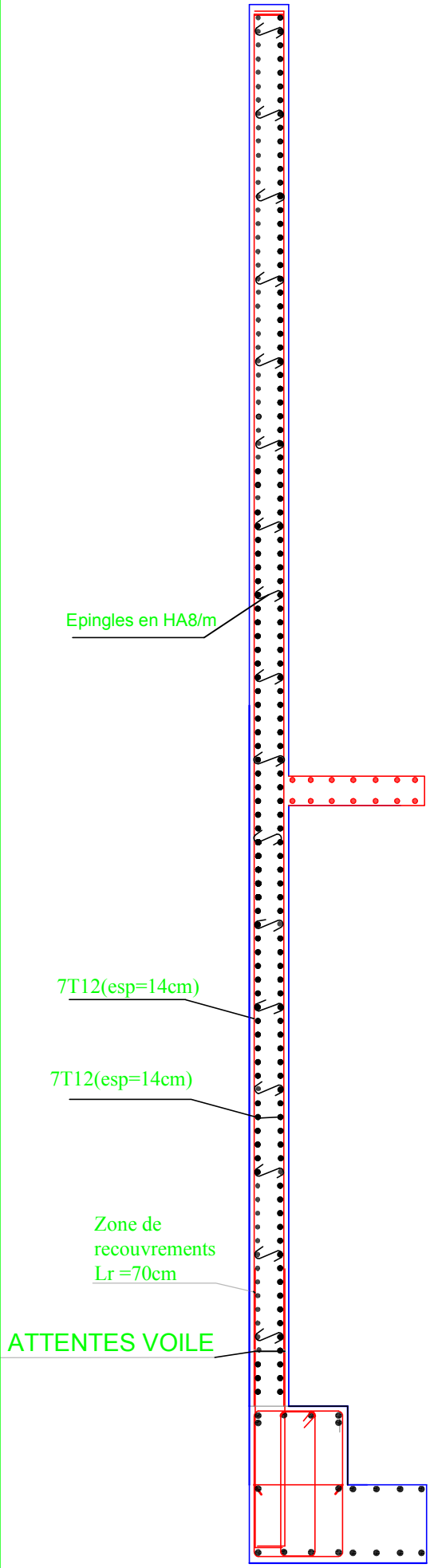
POTEAUX DE RIVE
(Echelle: 1/25)



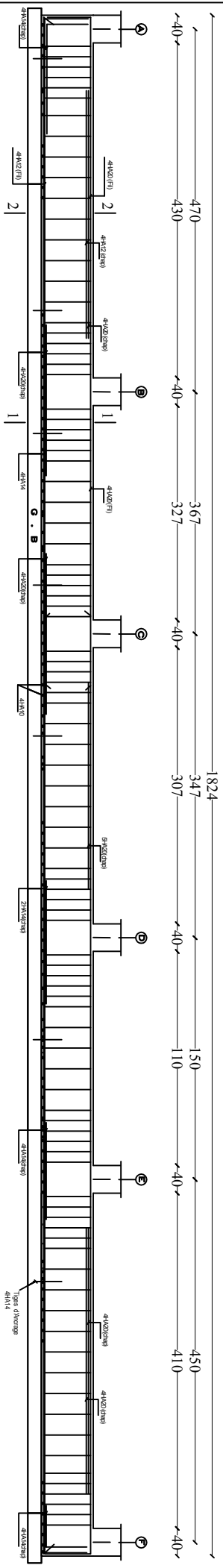
POTEAUX
INTERMEDIAIRE
(Echelle: 1/25)



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSIE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: SIFOUANE KAHINA YAKOUBI LYDIA	TITRE: Plan des poteaux
DIRIGER PAR: Mme:KHELOUI	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2015-2016	

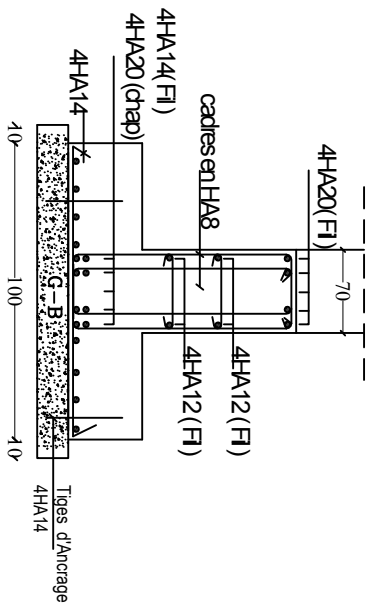


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: YAKOUBI LYDIA SIFOUANE KAHINA	TITRE: ferrailage du mur plaque
DIRIGER PAR: Mme:KHELOUI	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2015-2016	

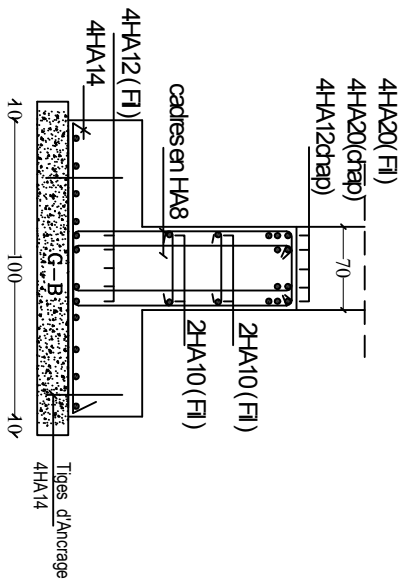


FERRAILLAGE DE LA SEMELLE FILANTE

COUPE 1-1



COUPE 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

SIFOUANE KAHINA
 YAKOUBI LYDIA

TITRE :

Ferrailage et coffrage
 des fondations

DIRIGE PAR :

Mme KHELOUI

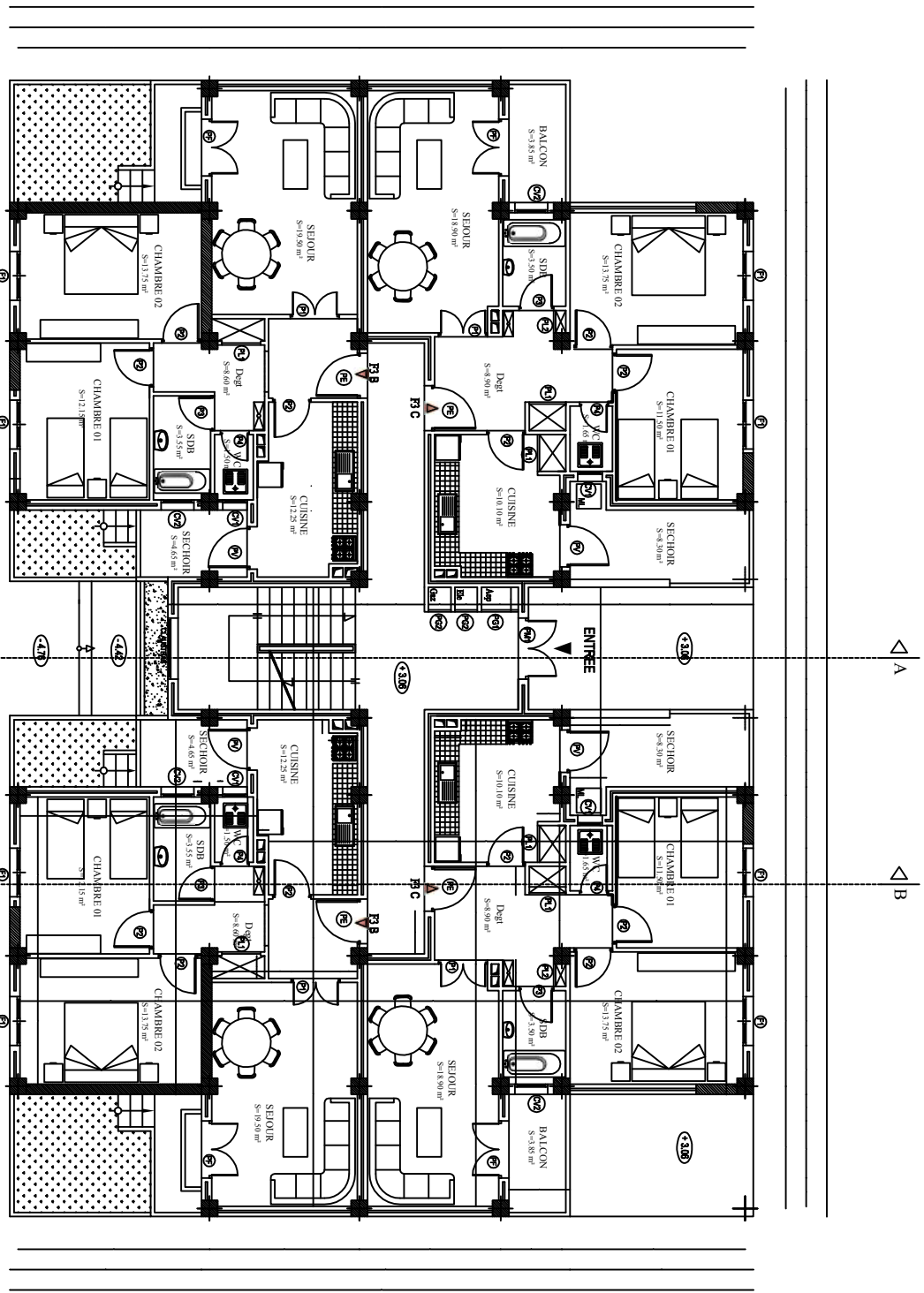
PROMOTION 2014-2015

PLANCHEN°

ECHELLE:

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

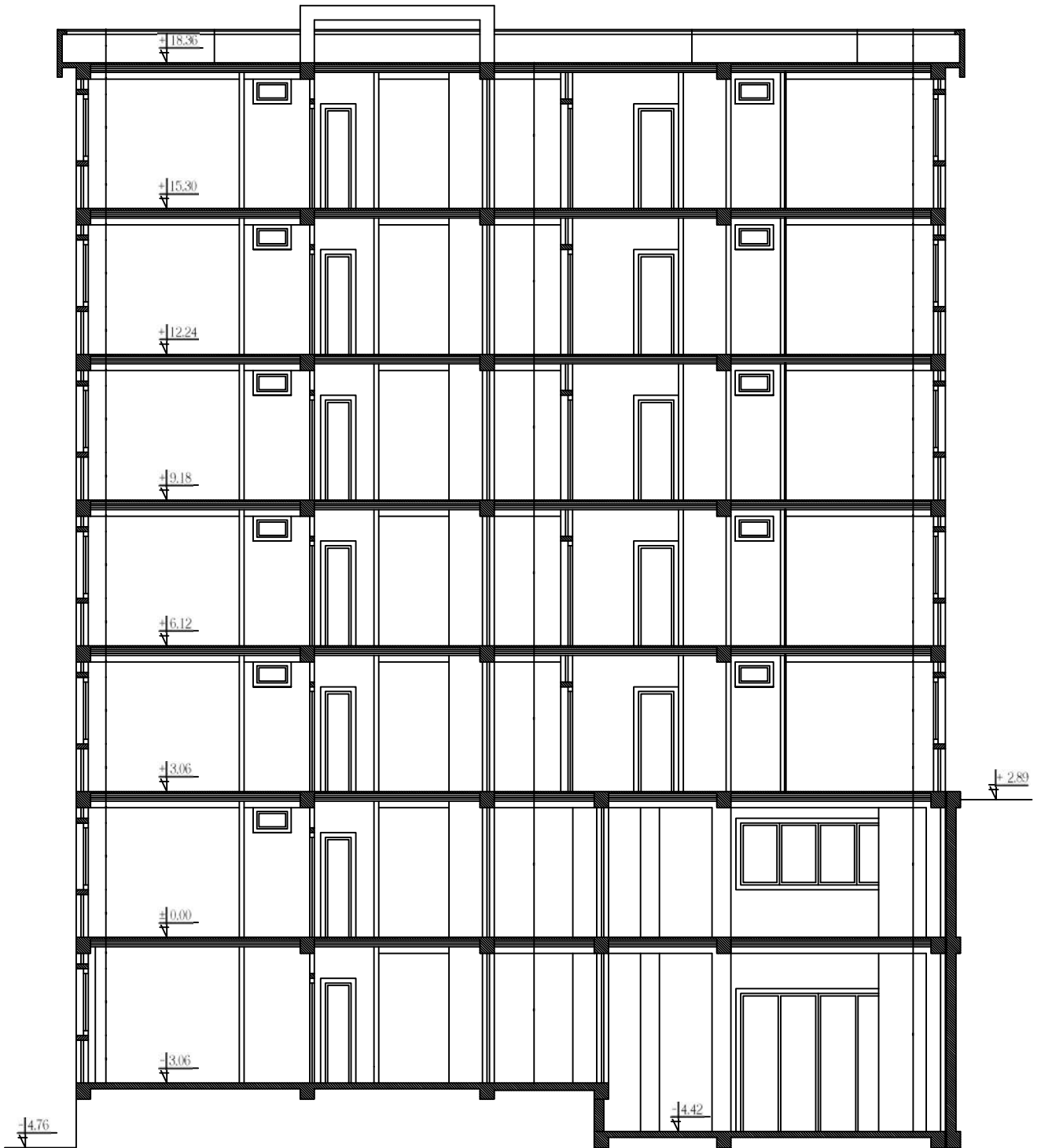
PLAN RDC



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

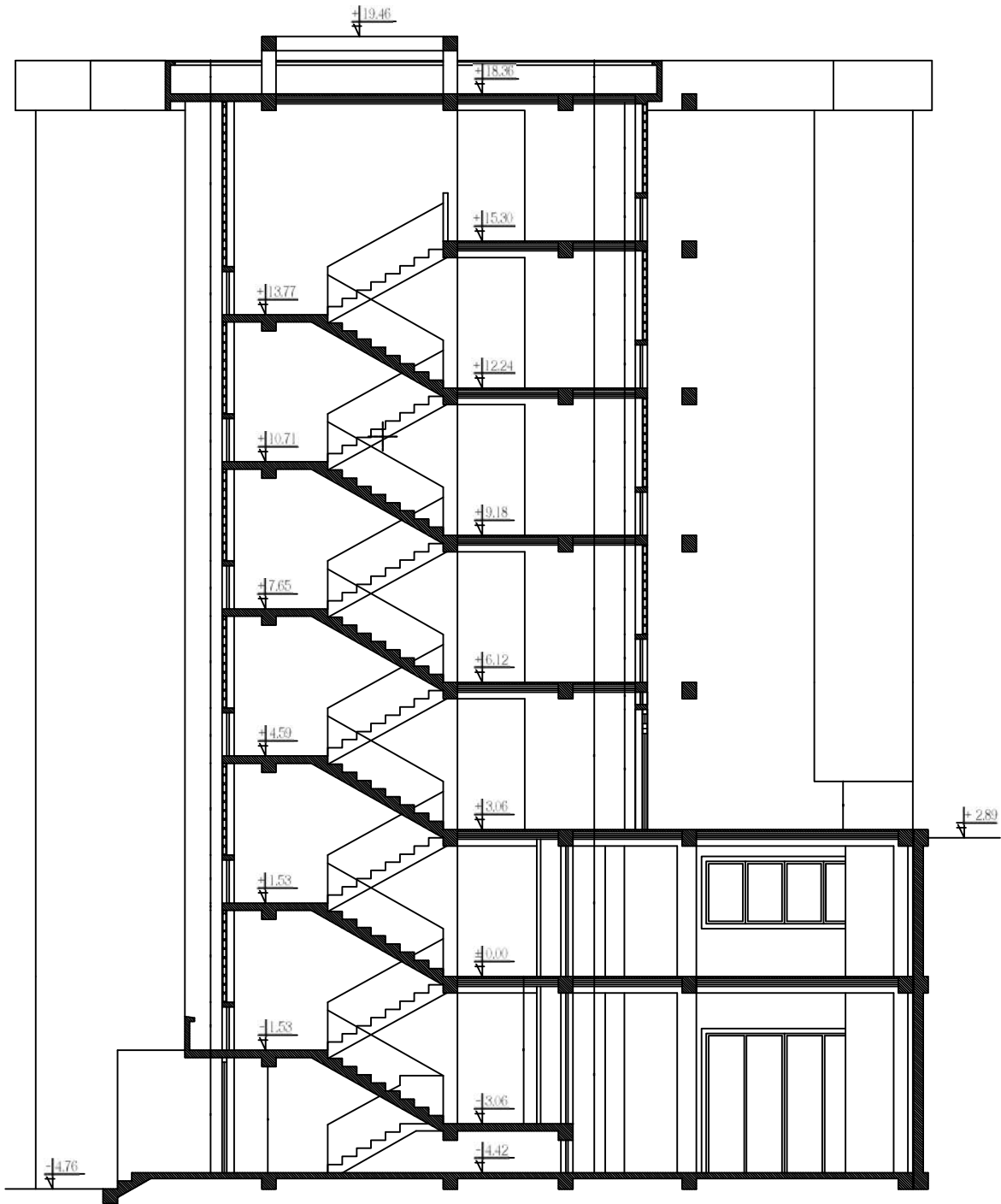
COUPE BB



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

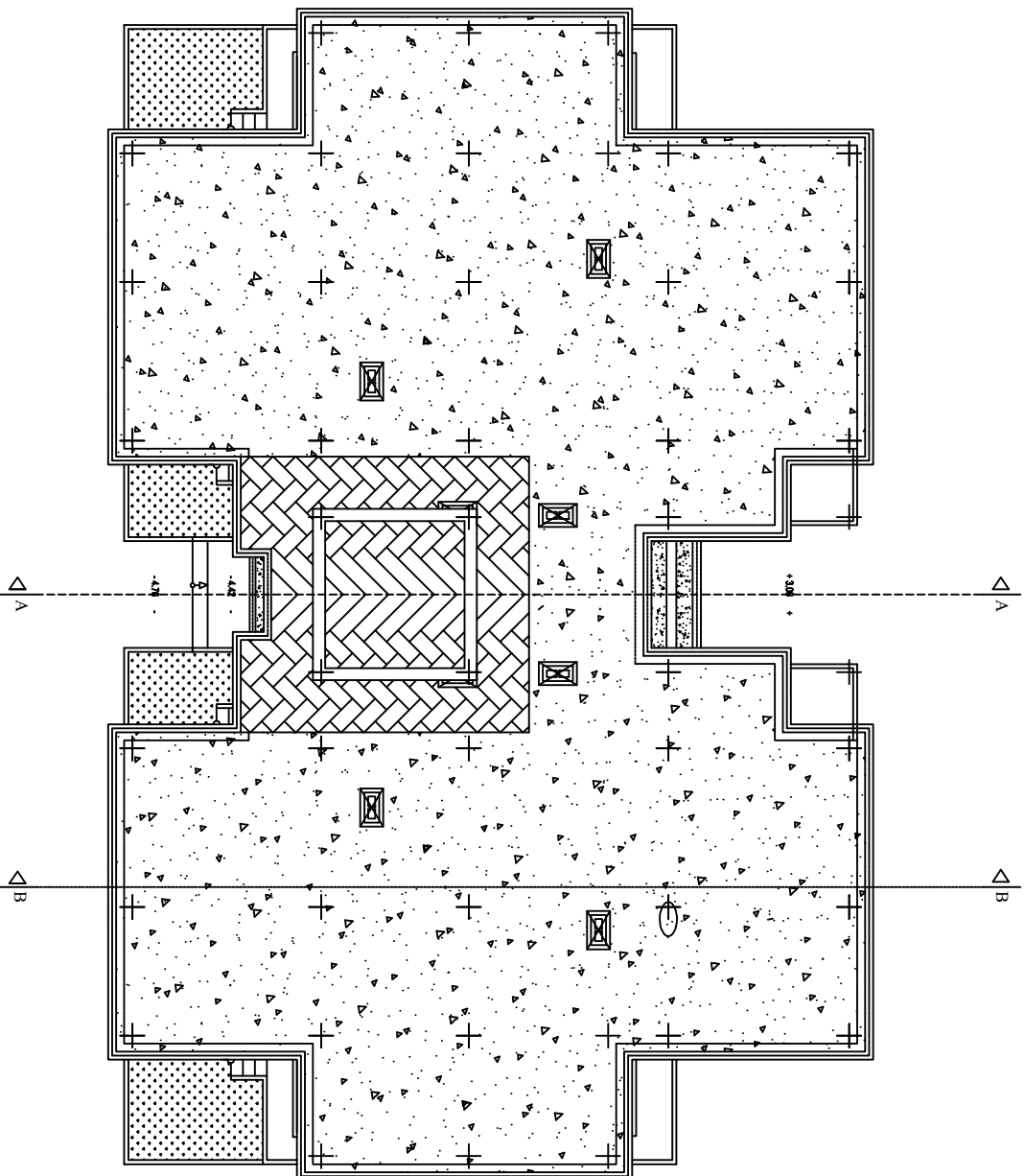
COUPE AA



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

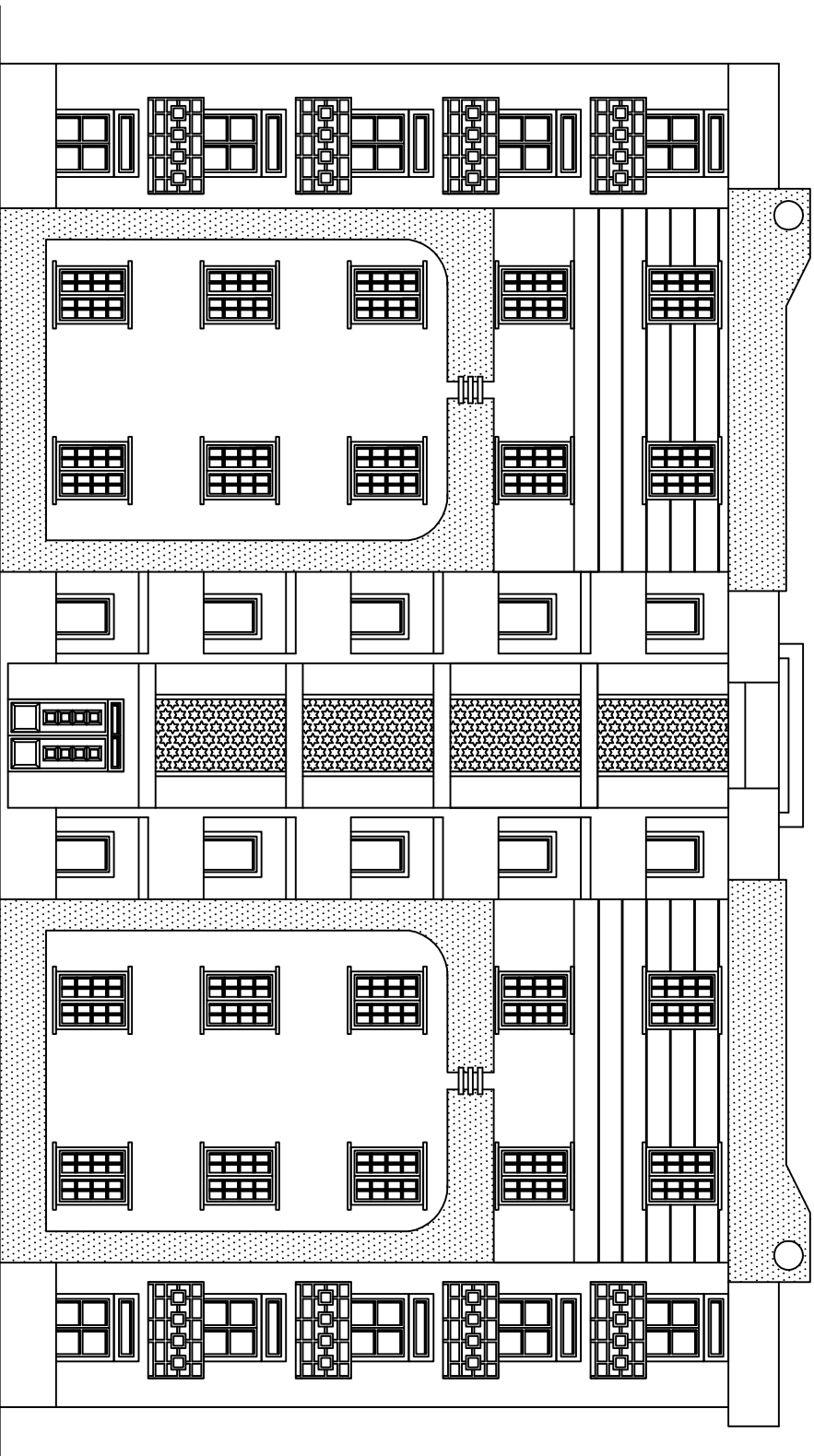
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PLAN TERRASSE



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

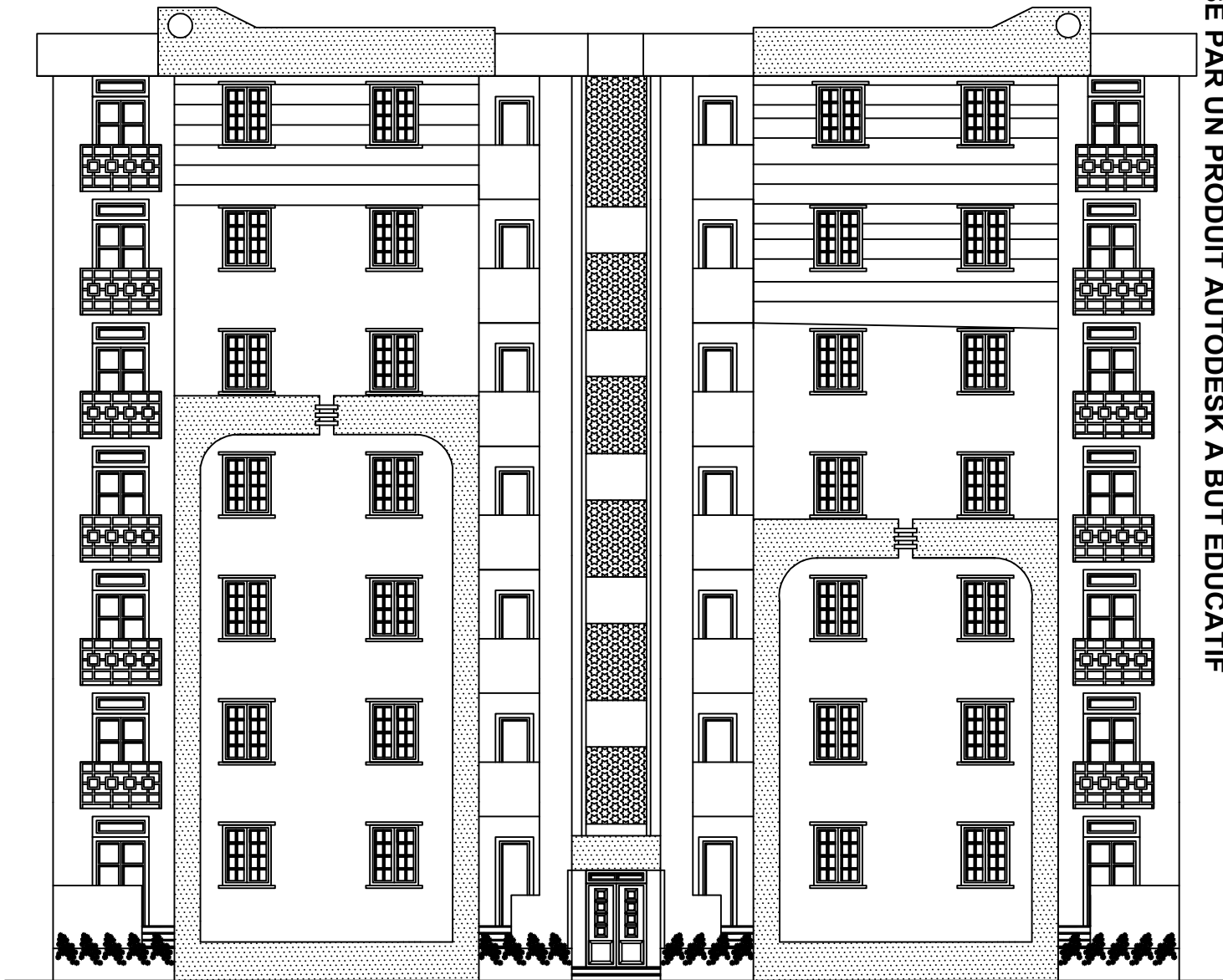
FACCADE POSTERIEURE



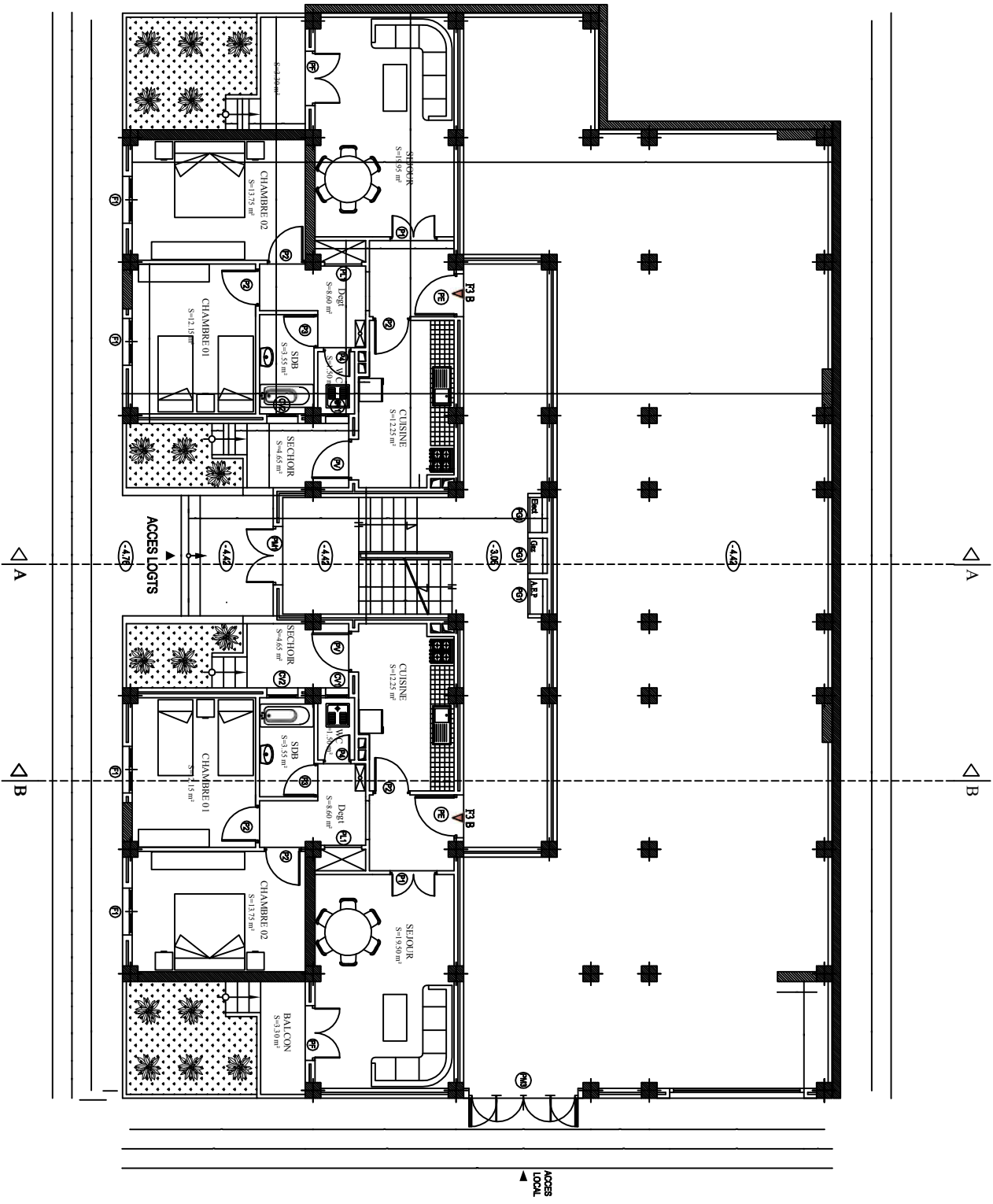
FACADE PRINCIPALE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

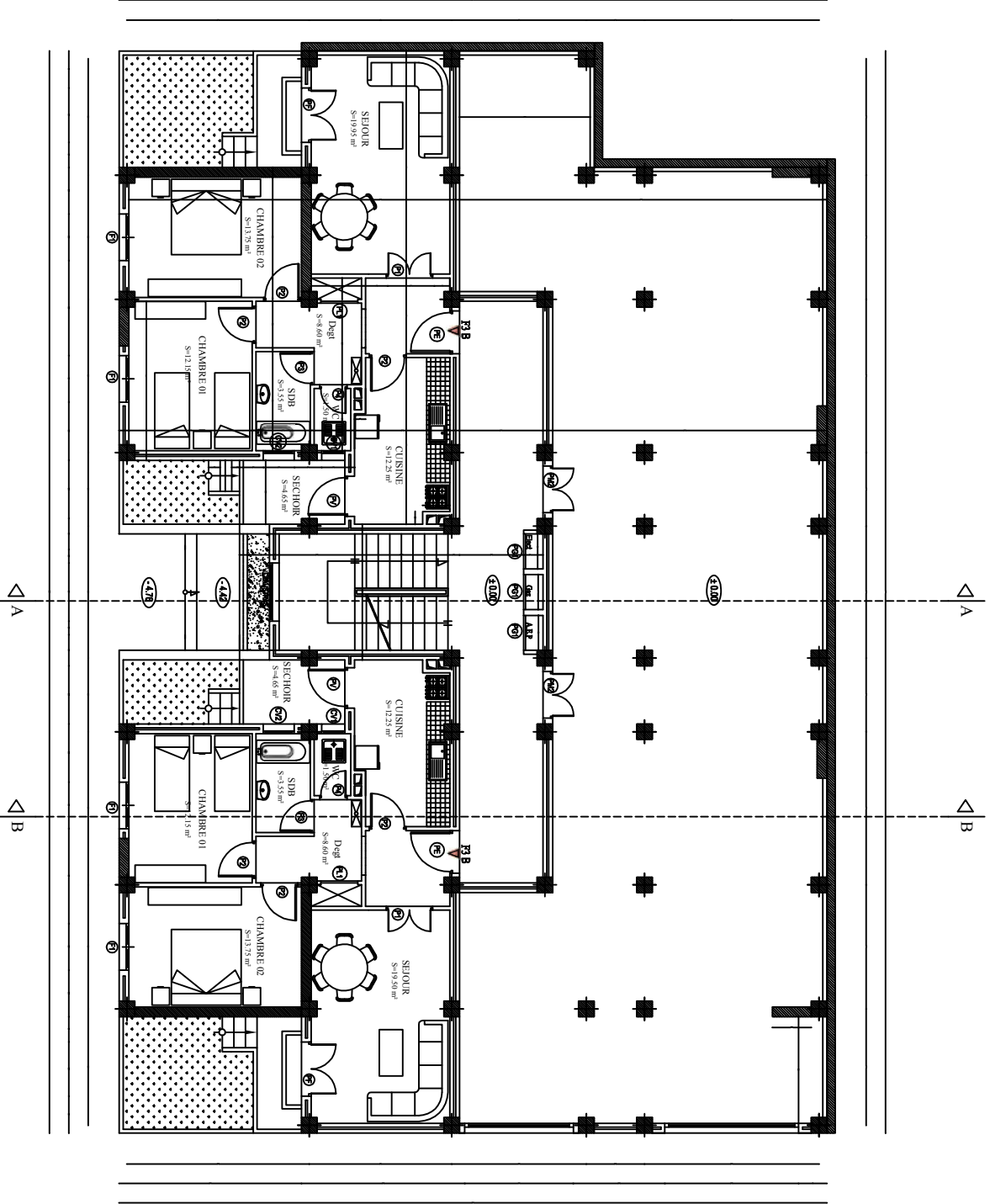


ENTREE SOL 1



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

ENTREE SOL 2

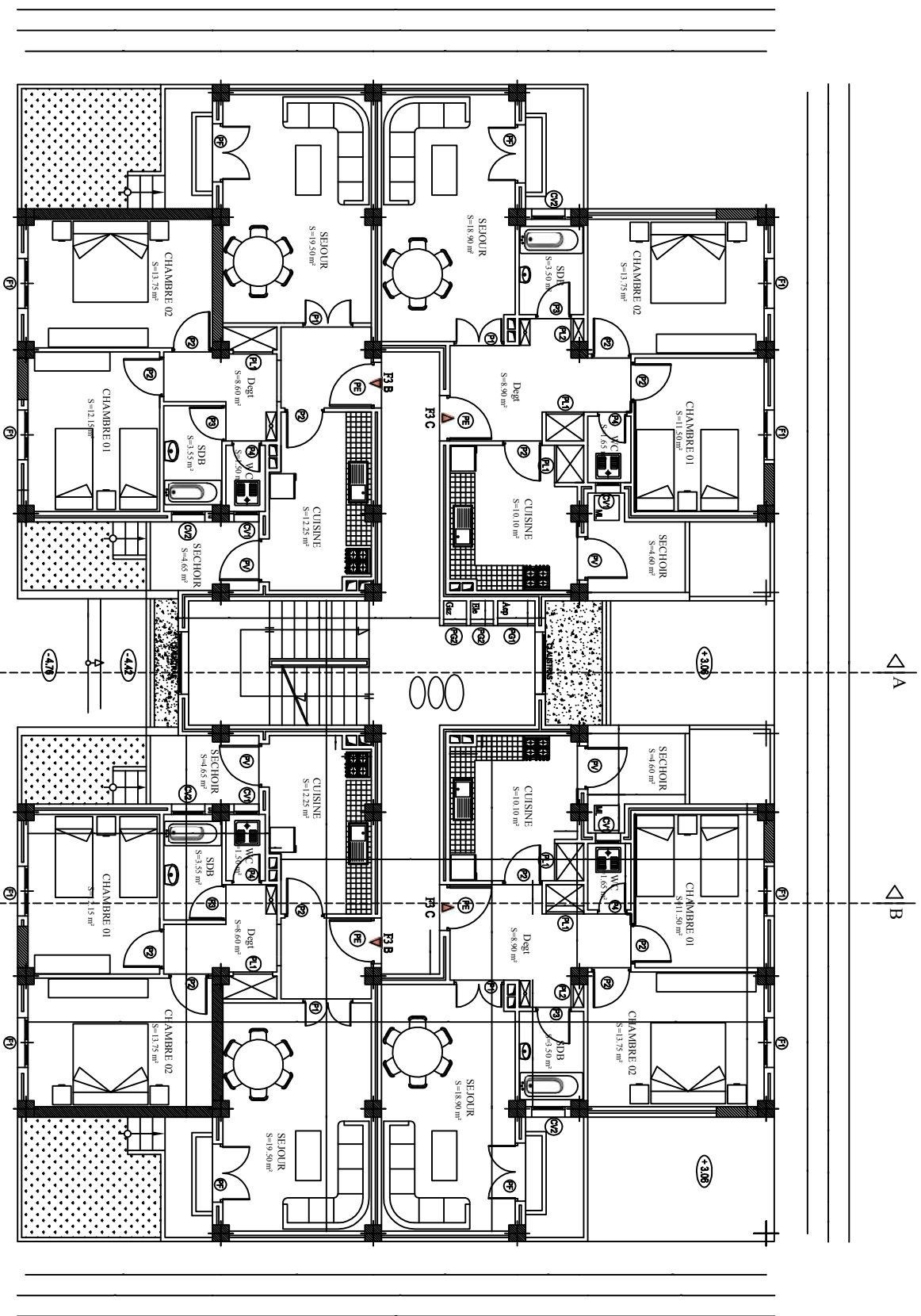


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

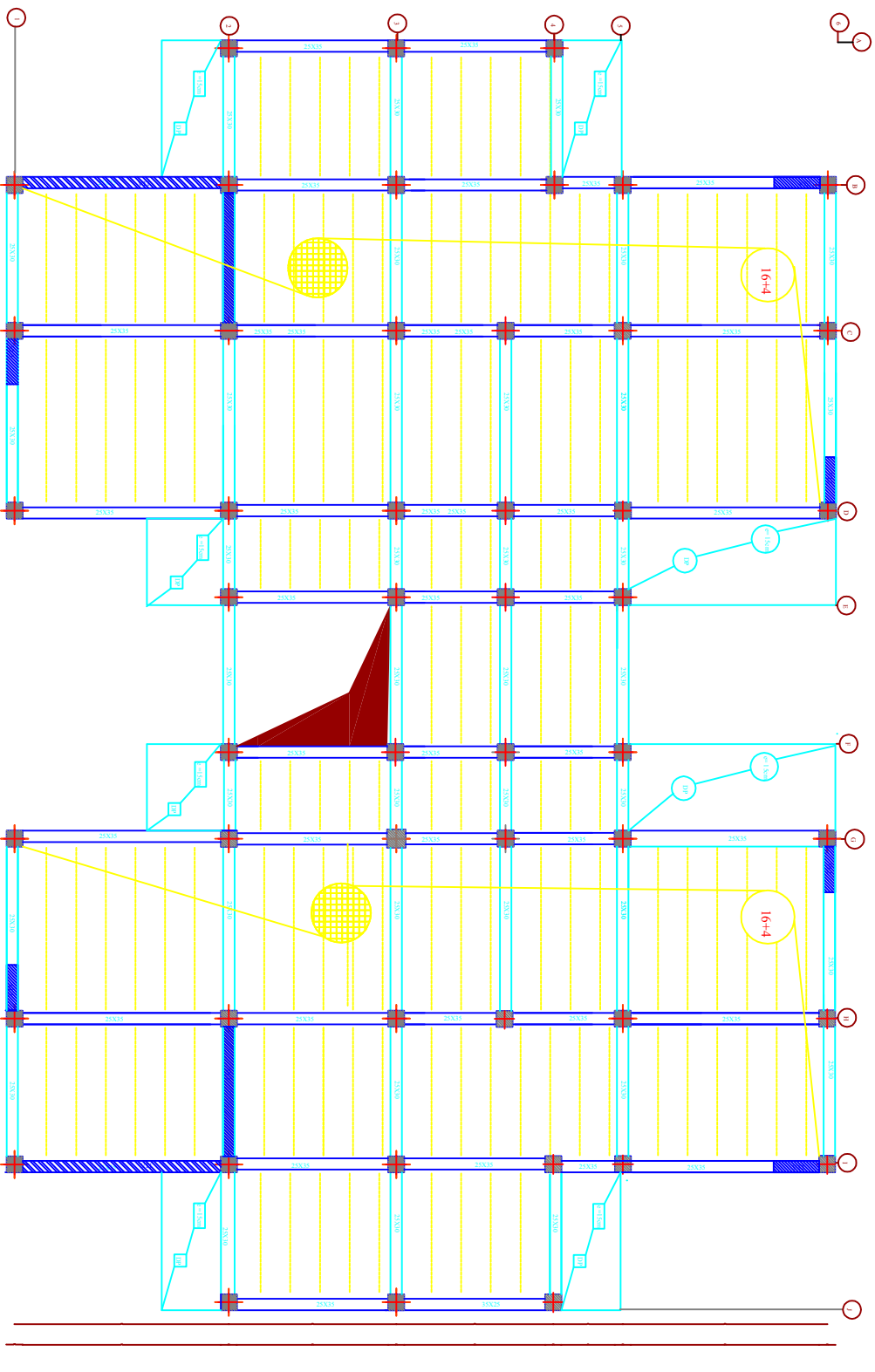
PLAN ETAGE COURANT



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

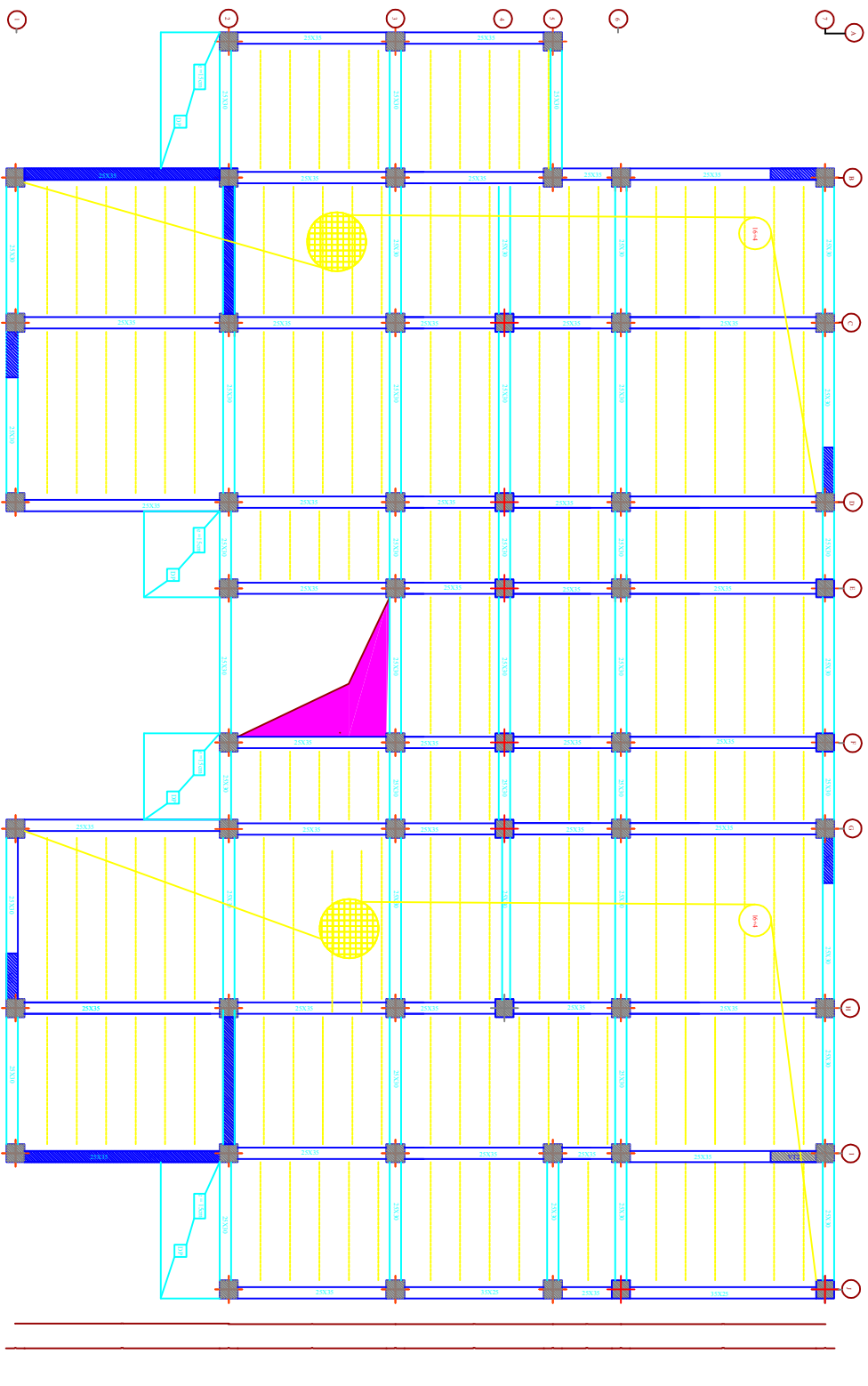
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PLAN DE COFFRAGE DE LETTAGE 1 2 3 4



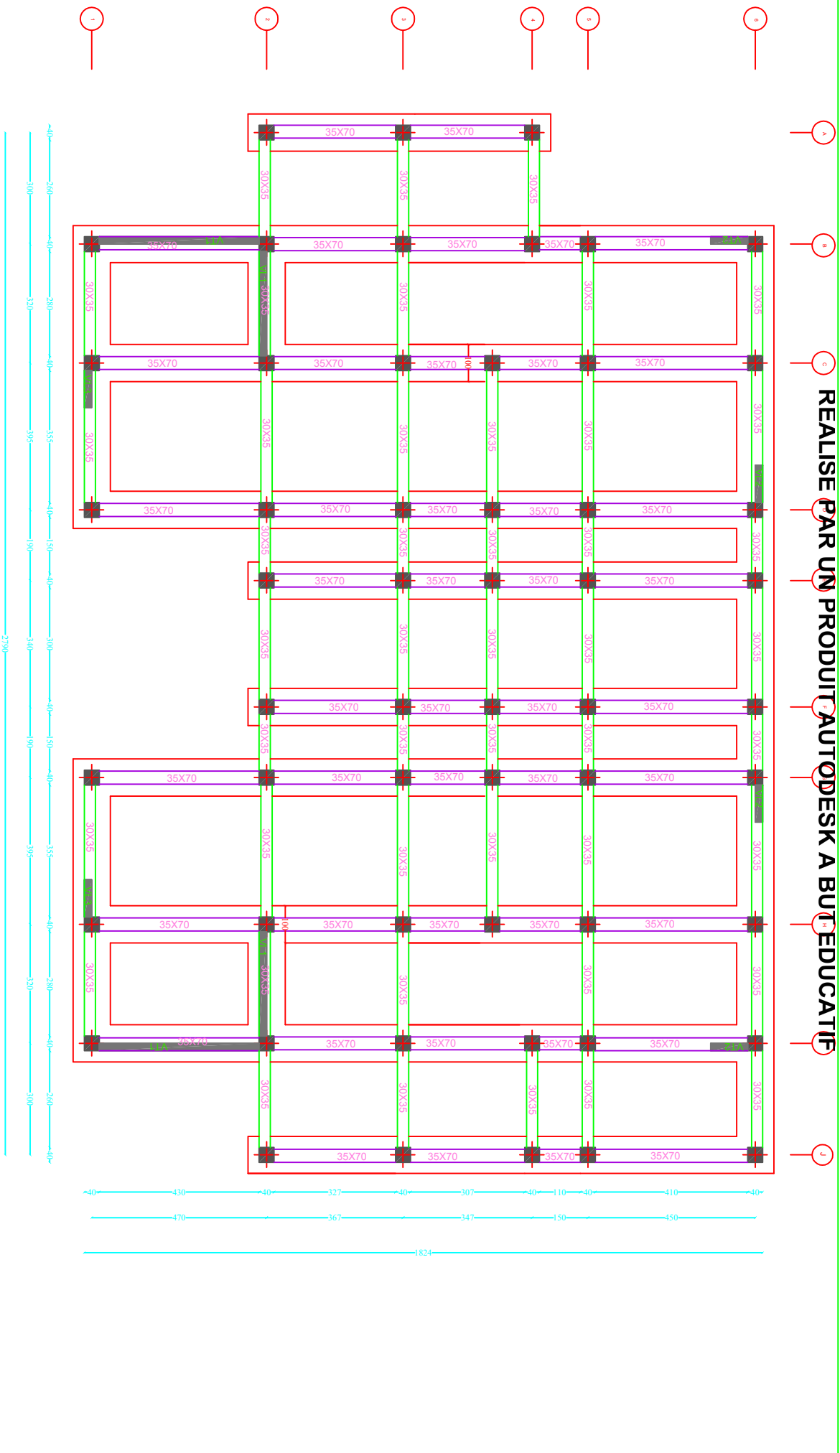
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PLAN DE COFFRAGE DE ENTRE SOL 2



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN DE COFFRAGE FONDATION

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE DE TIZI-OUZOU
 FACULTE GENIE DE CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 YAKOUBI LYDIA
 SIFOUINE KASHIMA

DESSIN PAR:
 Mme KHELLOU

PRODUCTION 20/04/2015

TITRE:

COFFRAGE FONDATIONS

PLANCHE N°

ECHELLE: